



**LUÍS MIGUEL AMORIM DE
ARAÚJO**

**MECANISMOS DE INTERACÇÃO
SOLO - GEOSSINTÉTICO –
ENSAIOS DE ARRANQUE**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica da Dra. Margarida Pinho Lopes, Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro e co-orientação da Dra. Maria de Lurdes Lopes, Professora associada com agregação da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Dedico este trabalho aos meus pais pelo
constante apoio, incentivo e carinho

O Júri

Presidente

Prof. Doutor Paulo Barreto Cachim
Professor associado da Universidade de Aveiro

Prof.^a Doutora Castorina Fernanda da Silva Vieira
Professora auxiliar da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Prof.^a Doutora Margarida João Fernandes de Pinho Lopes
Professora auxiliar da Universidade de Aveiro

Prof.^a Doutora Maria de Lurdes Costa Lopes
Professora associada com agregação da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Agradecimentos

Gostaria de expressar os meus agradecimentos a todas as pessoas que colaboraram e me ajudaram na concretização deste trabalho, em especial:

- à Professora Doutora Margarida Pinho Lopes, pela orientação, pela dedicação e incentivos demonstrados e principalmente pela amizade;

- à Professora Doutora Maria de Lurdes Lopes, pela orientação, constante interesse e disponibilidade ao longo da realização deste trabalho;

- ao Engenheiro Rui Silvano pela disponibilidade e conselhos dados preparação dos ensaios;

- ao Engenheiro Miguel Paula pela preciosa ajuda, apoio e colaboração na realização da campanha de ensaios. Principalmente pela sua amizade.

- aos meus colegas e amigos que contribuíram para a realização deste trabalho, em particular à Cátia pela companhia durante a realização dos ensaios. Em especial aos meus amigos Nuno, Aurélio, Diamantino e à minha irmã Aurora Branca pela compreensão e incentivos ao longo do tempo de realização deste trabalho.

- à Patrícia Taveira, pelo incentivo e apoio, compreensão, pela extraordinária companhia, pelos sacrifícios, por tudo que ela significa.

- por último mas o mais especial, aos meus pais, pelo interesse, pelas palavras de apoio, pelos sacrifícios, pelo carinho e amor. Principalmente por me concretizarem este sonho. Muito Obrigado!

Palavras-chave

Geossintético, reforço, solo reforçado, interacção, interface, geotêxtil, geogrelha.

Resumo

A utilização de materiais geossintéticos em obras de Engenharia Civil tem sido bastante frequente. Os projectos e obras exigem uma maior compreensão do comportamento de interacção solo-geossintético.

O presente trabalho propõe caracterizar os mecanismos de interacção solo-geossintético em estruturas de solo reforçado com geossintético, através de ensaios de arranque.

Dois geossintéticos foram submetidos à danificação durante a instalação (DDI), em condições reais. Os efeitos da danificação induzida no geossintético foram avaliados por meio do ensaio de tracção. Simultaneamente foi implementado um programa de teste para realizar ensaios de arranque (de acordo com a NP EN 13738:2007), para caracterizar o comportamento na interface solo-geossintético. Os geossintéticos ensaiados incluem dois geossintéticos com estruturas diferentes.

Os efeitos da DDI no comportamento de arranque dos geossintéticos são apresentados e discutidos. São apresentados os valores dos coeficientes parciais de segurança determinados a partir dos resultados dos ensaios.

Keywords

Geosynthetics, reinforcement, reinforced soil, interaction, interface, geotextile, geogrid.

Abstract

The use of geosynthetic materials in Civil Engineering has been quite frequent. The design and field works demand a better understanding of the interaction between soil and geosynthetic.

The present work proposes to characterize the mechanisms of interaction between soil and geosynthetics in structures of soil reinforced with geosynthetics, through pullout tests.

Two geosynthetics were subjected to the effect of damage during installation (DDI) using real conditions. The effects of the damage induced on the geosynthetics by these procedures were evaluated using wide-width tensile test. Simultaneously a test program was implemented to carry out pullout tests (according with NP EN 13738:2007) to characterize the interaction behavior between soil and geosynthetic. The geosynthetics tested include two geosynthetics with different structures.

The effects of DDI on the pullout behavior of the geosynthetics are presented and discussed. There are presented the values of the partial coefficients of security determined from the results of the tests.

ÍNDICE

LISTA DE FIGURAS	xvii
LISTA DE QUADROS	xxi
LISTA DE SÍMBOLOS.....	xxiii

CAPÍTULO 1

1.1	Considerações Iniciais	1
1.2	Objectivos	1
1.3	Estrutura da Dissertação.....	2

CAPÍTULO 2

ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS		3
2.1.	Introdução	3
2.2.	Geossintéticos. Definições	4
2.2.1	Principais Funções dos Geossintéticos.....	5
2.2.2	Principais aplicações dos geossintéticos	11
2.2.3	Propriedades dos geossintéticos	13
2.2.3.1	Termos relativos a propriedades físicas	13
2.2.3.2	Termos relativos a propriedades mecânicas	15
2.2.3.3	Durabilidade	18
2.2.3.4	Nota final.....	21
2.3	Danificação durante a instalação	21
Conceito DDI.....		21
Minimizar a DDI.....		22
Mecanismos de danificação mecânica		24

Efeito da DDI nas Propriedades a Curto Prazo.....	26
Efeito da DDI nas Propriedades a Longo Prazo	26
Avaliação da Danificação Durante a Instalação.....	26
Avaliação da DDI em Geossintéticos como Reforço.....	27
Ensaio Laboratoriais	29
2.3.1 Nota Final.....	32

CAPÍTULO 3

ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS	33
3.1 Introdução	33
3.2 Conceito.....	33
3.3 Vantagens na Utilização de Geossintéticos como Reforço.....	34
3.4 Princípios Gerais de Dimensionamento	36
3.5 Sistemas de solo reforçado com geossintéticos.....	39
3.6 Tipos de geossintéticos usados como elementos de reforço.....	41
3.7 Solo reforçado com geossintéticos.....	43
3.7.1 Aterros reforçados na base com geossintéticos	43
3.7.2 Aterros e muros de suporte reforçados com geossintéticos	45
3.7.2.1 Classificação das estruturas.....	45
3.7.2.2 Faces dos aterros e muros de suporte	45
3.7.2.3 Mecanismos e características da interacção	47
3.7.2.4 Dimensionamento	48
3.8 Comportamento fundamental dos solos reforçados	51
3.8.1 Introdução	51
3.8.2 Comportamento dos solos granulares.....	53
3.8.3 Mecanismos de interacção solo-geossintético.....	54
3.8.3.1 Factores que influenciam a interacção solo-geossintético.....	59

3.8.3.2	Influência da tensão vertical / índice de compactidade	64
3.8.3.3	Influência da estrutura do geossintético	66
3.8.4	MÉTODOS DE AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DAS INTERFACES SOLO-GEOSSINTÉTICO	66
3.8.4.1	Introdução	66
3.8.4.2	Tipos de ensaios mais adequados	67
3.8.5	Ensaio de corte directo.....	69
3.8.6	Ensaio de corte em plano inclinado.....	71
3.8.6.1	Ensaio de corte com o reforço inclinado.....	72
3.8.7	Ensaos de arranque	73
3.8.7.1	Influência das condições fronteira	74
3.8.7.2	Influência do Procedimento de ensaio.....	75
3.8.8	Métodos indirectos	77

CAPÍTULO 4

	ESTUDO EXPERIMENTAL DOS MECANISMOS DE INTERACÇÃO SOLO- GEOSSINTÉTICO	79
4.1	Referência normativa	79
4.1.1	Configuração do equipamento	79
4.2	Equipamento utilizado	81
4.3	Procedimento de ensaio.....	85
4.4	Resultados de um ensaio de arranque.....	88
4.5	Programa experimental	89
4.5.1	Introdução	89
4.5.2	Programa de trabalhos.....	89
4.5.3	Análise de resultados.....	91
4.5.3.1	Materiais	91
4.5.3.2	Ensaos de tracção.....	93

4.5.3.3	Coeficiente de redução para a DDI	94
4.5.3.4	Ensaio de arranque	95
4.5.3.4.1	Resultados dos ensaios de arranque.....	95
4.5.3.5	Coeficientes de Redução	114
4.5.4	Comparação de Resultados	115
4.5.4.1	Relação entre coeficientes de redução e o tipo de ensaios realizados..	115
4.5.4.2	Comparação entre resultados de arranque	116
CONSIDERAÇÕES FINAIS		123
BIBLIOGRAFIA		125

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO 2

FIGURA 2.1 – ALGUNS EXEMPLOS DE GEOSSINTÉTICOS, NAGS (2008).	5
FIGURA 2.2 – PRINCIPAIS FUNÇÕES DOS GEOSSINTÉTICOS	7
FIGURA 2.3– A) DRENO EM VALA (MPZ, 2008); B) SISTEMA DE DRENAGEM VERTICAL; C) PORMENOR DO SISTEMA DE DRENAGEM (IGS – MINI LECTURES).	8
FIGURA 2.4 – GEOSSINTÉTICO DESENVOLVENDO VÁRIAS FUNÇÕES, ENTRE ELAS A FUNÇÃO DE FILTRAGEM (MACCAFERRI, 2008).	8
FIGURA 2.5 – GEOTÊXTIL DE PROTECÇÃO EM ATERRO DE RESÍDUOS (IGS – MINI LECTURES).	9
FIGURA 2.6 – GEOSSINTÉTICO COM FUNÇÃO DE SEPARAÇÃO ENTRE ATERRO E SOLO MOLE DE FUNDAÇÃO, (IGS – MINI LECTURES).	9
FIGURA 2.7 – GEOGRELHA APLICADA NUM TALUDE COMO CONTROLO DE EROSÃO SUPERFICIAL, (NORTENE 2008).	10
FIGURA 2.8 – GEOMEMBRANA COM FUNÇÃO DE BARREIRA DE FLUIDOS (NORTENE, 2008).	10
FIGURA 2.9 – GEOSSINTÉTICO COM FUNÇÃO DE REFORÇO NUMA VIA NÃO PAVIMENTADA, (MIRAFI 2008)	11
FIGURA 2.10 – REPRESENTAÇÃO DAS PRINCIPAIS APLICAÇÕES DOS GEOSSINTÉTICOS (EN ISO 10318:2005): A) OBRAS RODOVIÁRIAS; B) OBRAS FERROVIÁRIAS, C) TÚNEIS E ESTRUTURAS SUBTERRÂNEAS; D) CANAIS; E) RESERVATÓRIOS E BARRAGENS; F) DEPÓSITOS DE RESÍDUOS LÍQUIDOS; G) DEPÓSITO DE RESÍDUOS SÓLIDOS; H) SISTEMAS DE CONTROLO DE EROSÃO; I) SISTEMAS DE DRENAGEM; J) FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS DE SUPORTE.	12
FIGURA 2.11 – DETERMINAÇÃO DA ESPESSURA DE UM PROVETE: A) PROVETE IDENTIFICADO; B) INSTRUMENTO DE MEDIÇÃO DO PROVETE; C) APARELHO DE PESAGEM DO PROVETE, LNEC, FEV./2008.	14
FIGURA 2.12 – DETERMINAÇÃO DA MASSA POR UNIDADE DE ÁREA: A) PROVETE; B) RÉGUA UTILIZADA PARA MEDIR AS DIMENSÕES DO PROVETE; C) BALANÇA, LNEC, FEV./2008.	14
FIGURA 2.13 – ENSAIO DE RESISTÊNCIA À TRACÇÃO: A) PROVETES PARA ENSAIO; B) PORMENOR DA GARRA SUPERIOR DO EQUIPAMENTO; C) EQUIPAMENTO DE ENSAIO, D) ENSAIO EM CURSO, LNEC, FEV./2008.	16
FIGURA 2.14 - ENSAIO DE PUNÇOAMENTO ESTÁTICO: A) PROVETE, B) MOLDE CBR, C) ANÉIS DE FIXAÇÃO, D) EQUIPAMENTO, E) ENSAIO EM CURSO, LNEC, FEV./2008.	17
FIGURA 2.15 – EVIDÊNCIA DOS EFEITOS DA DDI: A) TALUDE EM SOLO REFORÇADO COM GEOGRELHAS, ASPECTO GERAL; B) PORMENOR DA FACE ONDE É EVIDENTE A DANIFICAÇÃO DAS GEOGRELHAS; C) PORMENOR DE UMA ZONA MUITO AFECTADA (PINHO LOPES 2006)	22
FIGURA 2.16 – SEQUÊNCIA CONSTRUTIVA A ADOPTAR EM APLICAÇÕES DE GEOSSINTÉTICOS (INGOLD E MILLER, 1998, ADAPTADO POR PINHO LOPES 2006)	23
FIGURA 2.17 – DANIFICAÇÃO DURANTE A INSTALAÇÃO VS DIÂMETRO MÉDIO D_{50} DO MATERIAL DE ATERRO (ELIAS, 1996).	28
FIGURA 2.18 – ENSAIO LABORATORIAL PARA SIMULAÇÃO DE QUEDA DE BLOCOS E DE MATERIAL ROCHOSO (FWE E BAW).	30
FIGURA 2.19 – ENSAIO LABORATORIAL: QUEDA DA PIRÂMIDE (CEN/TC189).	30

FIGURA 2.20 – ENSAIO DE CARREGAMENTO DINÂMICO DO SISTEMA SOLO-GEOSSINTÉTICO (BRÄU, 1990). 31

CAPÍTULO 3

FIGURA 3.1 - TIPOS DE ACABAMENTO DA FACE (ADAPTADO DE SIEIRA, 2003): A) VEGETAÇÃO; B) BETÃO PROJECTADO; C) GEOMANTA; D) BLOCOS PRÉ-MOLDADOS; E) GABIÕES; F) PNEUS.....	35
FIGURA 3.2 - COMPORTAMENTO DO SOLO REFORÇADO: A) ELEMENTO DE SOLO SEM REFORÇO; B) ELEMENTO DE SOLO COM REFORÇO	36
FIGURA 3.3 – MECANISMOS DE RUPTURA EXTERNA (ADAPTADO PENMAN E AUSTIN, 1998): A) ESCORREGAMENTO PELA BASE; B) DERRUBAMENTO; C) CAPACIDADE DE CARGA DO SOLO DE FUNDAÇÃO; D) ESTABILIDADE GLOBAL	37
FIGURA 3.4 – TIPOS E PROPRIEDADES MECÂNICAS DE GEOTÊXTEIS E GEOGRELHAS (SCHLOSSER E DELAGE, 1987).....	42
FIGURA 3.5 – EFEITO DO REFORÇO NA BASE DE UM ATERRO SOBRE SOLOS MOLES (ROGBECK <i>ET AL</i> , 2002).	44
FIGURA 3.6 – MODOS DE ROTURA DE UM ATERRO SOBRE SOLOS MOLES: A) ROTURA POR PUNÇOAMENTO DOS SOLOS DE FUNDAÇÃO; B) ROTURA POR DESLIZAMENTO GERAL; C) ROTURA POR DESLIZAMENTO LATERAL DO ATERRO (HOLTZ, 2001).....	44
FIGURA 3.7 – ESTRUTURAS DE SUPORTE REFORÇADOS COM GEOSSINTÉTICOS (JEWELL, 1996).....	45
FIGURA 3.8 – QUATRO MÉTODOS DE CONSTRUÇÃO DISTINTOS PARA ESTRUTURAS REFORÇADAS: A) COM COFRAGEM, MPZ (2008); B) COFRAGEM ENTRE MURO E SOLO, GOURC (1996) C) COM ELEMENTOS DE BETÃO, MPZ (2008); D) SISTEMA DE ESCORAMENTO, IGS- MINI LECTURES.GOURC.	46
FIGURA 3.9 – MURO DE SUPORTE REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS: A) MURO DEFORMÁVEL; B) CORPO RÍGIDO (FLOSS, 2004).....	47
FIGURA 3.10 – ATERRO INCLINADO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS – FORÇAS DE INTERACÇÃO PARA OS ESTADOS LIMITES (FLOSS, 2004).....	48
FIGURA 3.11 – MODOS DE ROTURA EM ATERROS E MUROS DE SUPORTE REFORÇADOS COM GEOSSINTÉTICOS: A) ARRANQUE DOS REFORÇOS; B) RESISTÊNCIA À TRACÇÃO DOS REFORÇOS; C) ESTABILIDADE INTERNA OU GLOBAL; D) ESCORREGAMENTO; E) CAPACIDADE DE CARGA; F) ASSENTAMENTOS OU DESLOCAMENTOS EXCESSIVOS (ROGBECK <i>ET AL</i> , 2002).	48
FIGURA 3.12 – SUPERFÍCIE DE ROTURA IDEALIZADA POR RANKINE. COMPRIMENTO DAS ZONAS ACTIVAS E PASSIVAS (ADAPTADO DE KAKUDA, 2005)	49
FIGURA 3.13 - SEQUÊNCIA DE CÁLCULO PARA O DIMENSIONAMENTO DE MUROS DE SUPORTE REFORÇADOS COM GEOSSINTÉTICOS (JEWELL, 1996).	50
FIGURA 3.14 – DETALHE DA REGIÃO DE INTERFACE GEOGRELHA-BASE DE PAVIMENTO (KAKUDA, 2005)....	51
FIGURA 3.15 – CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO DA AREIA REFORÇADA: A) AREIA SOLTA; B) AREIA Densa (ADAPTADO DE MCGOWN E TAL., 1978)	54
FIGURA 3.16 – MECANISMOS DE INTERACÇÃO SOLO-GEOGRELHA: A) ATRITO LATERAL AO LONGO DO REFORÇO; B) IMPULSO PASSIVO NAS BARRAS TRANSVERSAIS DA GRELHA (JEWELL <i>ET AL</i> ., 1984)	55

FIGURA 3.17 – GEOMETRIA DE UMA GEOGRELHA (ADAPTADO DE JEWELL <i>ET AL.</i> , 1984)	57
FIGURA 3.18 – TENSÕES PASSIVAS NAS GEOGRELHAS (ADAPTADO DE JEWELL, 1996).....	59
FIGURA 3.19 – INFLUÊNCIA QUALITATIVA DO AUMENTO DA DIMENSÃO DOS GRÃOS DO SOLO NO CORTE DIRECTO (JEWELL <i>ET AL.</i> , 1984)	60
FIGURA 3.20 – INFLUÊNCIA DA DIMENSÃO DOS GRÃOS DE SOLO (E/D_{50}) NA RESISTÊNCIA PASSIVA DO REFORÇO (ADAPTADO DE PALMEIRA E MILLIGAN, 1989 E JEWELL, 1990).....	61
FIGURA 3.21 – INFLUÊNCIA DA GRANULOMETRIA DO SOLO (PINHO LOPES, 1998): A) DESLOCAMENTO FRONTAL VS FORÇA DE ARRANQUE; B) DESLOCAMENTOS POR DEFORMAÇÃO.....	63
FIGURA 3.22 – INFLUÊNCIA DO ÍNDICE DE COMPACIDADE DO SOLO: A) FORÇA DE ARRANQUE VS DESLOCAMENTO FRONTAL; B) DESLOCAMENTOS POR DEFORMAÇÃO DAS GEOGRELHAS (ADAPTADO DE LOPES E LADEIRA, 1996A).....	65
FIGURA 3.23 – INFLUÊNCIA DA TENSÃO DE CONFINAMENTO NO COMPORTAMENTO AO ARRANQUE DAS GEOGRELHAS: A) DESLOCAMENTO FRONTAL VS FORÇA DE ARRANQUE; B) DESLOCAMENTOS POR DEFORMAÇÃO (PINHO LOPES 1998).....	65
FIGURA 3.24– MODOS DE INTERACÇÃO ENTRE O SOLO E O GEOSSINTÉTICO (ADAPTADO DE AGUIAR, 2003).	67
FIGURA 3.25– REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DO ENSAIO DE CORTE DIRECTO: A) GEOSSINTÉTICO ENTRE DUAS CAMADAS DE SOLO; B) GEOSSINTÉTICO ENTRE UMA BASE RÍGIDA E SOLO (ADAPTADO DE AGUIAR, 2003).	69
FIGURA 3.26– REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DO APARELHO DE ENSAIO DE CORTE EM PLANO INCLINADO (NORMA EN ISO 12957-2).....	71
FIGURA 3.27– ENSAIO DE CORTE COM REFORÇO INCLINADO (ADAPTADO DE AGUIAR, 2003)	72
FIGURA 3.28– INFLUÊNCIA DA MANGA NOS ENSAIOS DE ARRANQUE (LOPES E LADEIRA, 1996).	74
FIGURA 3.29– INFLUÊNCIA DA VELOCIDADE DE ENSAIO NA: A) VARIAÇÃO DA FORÇA DE ARRANQUE COM O DESLOCAMENTO FRONTAL; B) NOS DESLOCAMENTOS POR DEFORMAÇÃO (LADEIRA, 1995).	75
FIGURA 3.30– INFLUÊNCIA DA LARGURA DO PROVETE NO COMPORTAMENTO AO ARRANQUE (LADEIRA, 1995).	76
FIGURA 3.31– INFLUÊNCIA DA ALTURA DE SOLO: FORÇA DE ARRANQUE VS DESLOCAMENTO FRONTAL (LADEIRA, 1995).	76

CAPÍTULO 4

FIGURA 4.1– CAIXA DE ARRANQUE (NP EN 13738).....	80
FIGURA 4.2– REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DO EQUIPAMENTO DE ENSAIO DE ARRANQUE (LADEIRA, 1995).	82
FIGURA 4.3 – EQUIPAMENTO DE ENSAIO DE ARRANQUE DO LGS DA FEUP.....	82
FIGURA 4.4– DETALHES DO EQUIPAMENTO DE ARRANQUE: A) MANGA DE AÇO; B) EXTENSÓMETROS; C) CÉLULA DE CARGA DA FORÇA DE ARRANQUE; D) CÉLULA DE CARGA DA PRESSÃO VERTICAL.	83
FIGURA 4.5– CILINDROS CALCADORES QUE APLICAM A TENSÃO DE CONFINAMENTO.	84

FIGURA 4.6– PEGAS DO EQUIPAMENTO DE ARRANQUE; A) PEGA CILÍNDRICA; B) PEGA EM CUNHA.	84
FIGURA 4.7– SEQUÊNCIA DE MONTAGEM DO ENSAIO DE ARRANQUE.	86
FIGURA 4.8– CURVAS GRANULOMÉTRICAS DOS SOLOS.	92
FIGURA 4.9– FIXAÇÃO DO GEOSSINTÉTICO.	96
FIGURA 4.10- GEOSSINTÉTICO GTX NA CAIXA DE ARRANQUE.	96
FIGURA 4.11- GEOSSINTÉTICO GTX APÓS ENSAIO DE ARRANQUE.	97
FIGURA 4.12– GRÁFICO DE ARRANQUE DO GTX INTACTO, PROVETE 1.	98
FIGURA 4.13- GRÁFICO DE DESLOCAMENTOS DO GTX INTACTO, PROVETE 1.	99
FIGURA 4.14- GRÁFICO DE ARRANQUE DO GTX INTACTO.	100
FIGURA 4.15- GRÁFICO DE ARRANQUE DO GTX DDI_{SOLO1} EC90.	101
FIGURA 4.16- GRÁFICO DE ARRANQUE DO GTX DDI_{SOLO1} EC98.	103
FIGURA 4.17- RESISTÊNCIA À TRACÇÃO DO GEOSSINTÉTICO GTX, NOS ENSAIOS DE TRACÇÃO E ARRANQUE.	104
FIGURA 4.18- GEOSSINTÉTICO GGR NA CAIXA DE ARRANQUE.	105
FIGURA 4.19- ZONA ONDE HOUVE ROTURA DO GGR, INTACTO.	106
FIGURA 4.20- GRÁFICO DE ARRANQUE DO GGR INTACTO, PROVETE 1.	107
FIGURA 4.21 - GRÁFICO DE DESLOCAMENTOS DO GGR INTACTO, PROVETE 1.	108
FIGURA 4.22- GRÁFICO DE ARRANQUE DO GGR INTACTO.	108
FIGURA 4.23– BARRAS DANIFICADAS.	110
FIGURA 4.24- GRÁFICO DE ARRANQUE DO GGR DDI_{SOLO1} EC90.	110
FIGURA 4.25- GRÁFICO DE ARRANQUE DO GGR DDI_{SOLO1} EC98.	111
FIGURA 4.26 - RESISTÊNCIA À TRACÇÃO DO GEOSSINTÉTICO GGR, NOS ENSAIOS DE TRACÇÃO E ARRANQUE.	113

LISTA DE QUADROS

CAPÍTULO 2

QUADRO 2.1 - EXEMPLOS DE GEOSSINTÉTICOS QUE PODEM DESEMPENHAR VÁRIAS FUNÇÕES (ADAPTADO DE SHUKLA, 2002).	6
--	---

CAPÍTULO 3

QUADRO 3.1 – CLASSIFICAÇÃO DE ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO (ADAPTADO DE LOPES, 1992).	40
QUADRO 3.2 – FACTORES QUE INFLUENCIAM O COMPORTAMENTO DAS ESTRUTURAS (ADAPTADO DE BENJAMIM, 2006).	51
QUADRO 3.3 - PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS DAS GEOGRELHAS, GG1 E GG2 (PINHO LOPES, 1998).	62

CAPÍTULO 4

QUADRO 4.1 - CARACTERIZAÇÃO GRANULOMÉTRICA DOS MATERIAIS DE ATERRO UTILIZADOS	90
QUADRO 4.2 - PROPRIEDADES DOS GEOSSINTÉTICOS ESTUDADOS	91
QUADRO 4.3- CARACTERÍSTICAS DO SOLO 3	92
QUADRO 4.4- RESULTADOS DE ENSAIOS DE TRACÇÃO APÓS DDI <i>IN SITU</i>	93
QUADRO 4.5 - COEFICIENTES DE REDUÇÃO PARA A RESISTÊNCIA À TRACÇÃO APÓS DDI	94
QUADRO 4.6- RESUMO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ARRANQUE DO GTX INTACTO	97
QUADRO 4.7- RESUMO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ARRANQUE DO GTX DDI _{SOLO1} EC90.	101
QUADRO 4.8 - RESUMO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ARRANQUE DO GTX DDI _{SOLO1} EC98.	102
QUADRO 4.9- RESUMO DOS ENSAIOS DE ARRANQUE DAS AMOSTRAS INTACTAS E DANIFICADAS.....	103
QUADRO 4.10 - RESUMO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ARRANQUE DO GGR INTACTO.....	106
QUADRO 4.11- RESUMO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ARRANQUE DO GGR DDI _{SOLO1} EC90.	109
QUADRO 4.12- RESUMO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ARRANQUE DO GGR DDI _{SOLO1} EC98.	111
QUADRO 4.13 - RESUMO DOS ENSAIOS DE ARRANQUE DAS AMOSTRAS INTACTAS E DANIFICADAS DE GGR.	112
QUADRO 4.14 - COEFICIENTES DE REDUÇÃO APÓS DDI PARA A RESISTÊNCIA AO ARRANQUE.....	115
QUADRO 4.15 - COEFICIENTES DE REDUÇÃO APÓS DDI.....	115
QUADRO 4.16 – CARACTERÍSTICAS DO SOLO 4.....	117
QUADRO 4.17 – RESUMO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ARRANQUE GTX.....	117
QUADRO 4.18- RESUMO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ARRANQUE DO GGR.	120

LISTA DE SÍMBOLOS

B	– a largura do provete, em metros;
C_c	– coeficiente de curvatura;
CR_{DDI}	– coeficiente de redução para a DDI;
C_u	– coeficiente de uniformidade;
D_{10}	– diâmetro efectivo do solo (correspondente a 10% de passados);
D_{30}	– diâmetro efectivo do solo (correspondente a 30% de passados);
D_{50}	– diâmetro efectivo do solo (correspondente a 50% de passados);
D_{60}	– diâmetro efectivo do solo (correspondente a 60% de passados);
DDI	– danificação durante a instalação
$D_{m\acute{a}x}$	– diâmetro efectivo máximo do solo;
e	– a espessura das barras transversais das grelhas;
EC_{90}	– energia de compactação de 90%
EC_{98}	– energia de compactação de 90%
f	– coeficiente de resistência da interface solo-geossintético;
F_1	– representa o efeito de escala devido à dimensão média das partículas de solo
F_2	– factor de forma;
F_{ar}	– força de arranque máxima, em kN;
L	– comprimento do reforço;
n_p	– número de barras na largura do provete;
n_m	– número de barras existentes num metro de largura do material a ensaiar;
P	– resistência ao arranque, em kN/m;
$R_{t,int}$	– resistência à tracção das amostras intactas;
$R_{t,da}$	– resistência à tracção das amostras danificadas;
T	– resistência ao corte na interface solo-geossintético;
ϕ'	– ângulo de atrito do solo em termos de tensões efectivas;
σ'_n	– Tensão normal efectiva na interface;

- $\gamma_{\text{máx}}$ – peso volúmico máximo;
- $\gamma_{\text{mín}}$ – peso volúmico mínimo;
- $\gamma_{[ID=50\%]}$ – peso volúmico do solo correspondente a um índice de compactação (ID) de 50%;
- δ – ângulo de atrito na interface solo-geossintético.

CAPÍTULO 1

1.1 Considerações Iniciais

Ao longo de vários séculos diferentes civilizações procuram métodos eficazes para a construção de estruturas estáveis de retenção de solo. Desde de muito cedo que é utilizada a técnica de reforçar o solo, muitas estruturas antigas incorporavam camadas de elementos naturais de forma a provocar tracção entre camadas, reforçando o solo para a construção de estruturas seguras.

Ubiratan Leal (2003) refere que por vezes é necessário recorrer a métodos de reforço e estabilização do solo, desde trocar, comprimir, pregar parte do terreno de modo a obter no solo a capacidade mecânica de suporte desejada para a solicitação em causa. Para a resolução do problema do solo, os principais factores a ter em conta são os custos das soluções adoptadas, o nível exigido para o solo e o tempo de execução. Podem-se agrupar os vários métodos segundo a sua eficácia em melhorar as características resistentes do solo. As melhorias mecânicas normalmente intervêm nas propriedades naturais do terreno, são as que geralmente apresentam o custo menor apesar de, por vezes, necessitarem de mais equipamentos e meios devido a escavações, aterros, armazenamento e transporte de solo. As melhorias hidráulicas efectuem-se para rebaixar o nível freático quando este fragiliza o solo, ou através de drenagem do solo quando se encontra saturado. As melhorias físicas e químicas têm uma vasta aplicação mas implica muitos gastos com equipamentos e materiais. Existe ainda outra solução que passa por o reforçar o solo que será abordado no capítulo 3, Estruturas de Solo Reforçado com Geossintéticos, deste trabalho.

1.2 Objectivos

A construção de estruturas em solo reforçado com geossintéticos é, actualmente, uma solução muito utilizada, já que é uma técnica muito eficaz em termos de custos e surge como alternativa às estruturas de contenção mais

tradicionais. A inclusão de reforço no solo permite a utilização de solos mais fracos como material de aterro. A transferência de esforços do solo para o reforço é feita através do movimento relativo entre estes dois materiais. Daí que para o dimensionamento e o desempenho deste tipo de estruturas é fundamental compreender de que forma é feita essa transferência.

O principal objectivo deste trabalho é estudar e caracterizar a interacção existente no solo quando este é reforçado com geossintéticos, quando o movimento relativo entre o solo e o geossintético é de arranque.

1.3 Estrutura da Dissertação

Esta dissertação está dividida em quatro capítulos. O presente Capítulo 1 apresenta uma breve introdução e os objectivos principais da pesquisa realizada.

O Capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica sobre o tema. Consiste numa breve descrição dos tipos de geossintéticos, suas aplicações e funções, suas propriedades físicas, mecânicas e de durabilidade bem como os principais agentes de degradação. Apresenta-se o conceito de danificação durante a instalação e formas de minimização desse conceito.

O Capítulo 3 é dedicado às estruturas de solo reforçado com geossintéticos. Apresentam-se os mecanismos de transferência de esforços que se desenvolvem e quais as formas de os caracterizar. Identificam-se os factores que influenciam a interacção solo-geossintético e descrevem-se os métodos de avaliação da resistência das interfaces solo-geossintético, nomeadamente tendo em conta a influência de alguns factores críticos (tipo de solo, tipo de geossintético, entre outros).

O Capítulo 4 é dedicado ao estudo experimental dos mecanismos referidos. Aqui é apresentada a campanha de ensaios realizada, tendo em conta a influência de alguns dos factores críticos apresentados no Capítulo 4. Os resultados obtidos são apresentados e analisados.

Por último, o Capítulo 5, é reservado para considerações finais.

CAPÍTULO 2

ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS

2.1. Introdução

Os geossintéticos são materiais cada vez mais utilizados em engenharia civil e têm a vantagem de poderem ser manufacturados de forma industrial e de manterem um desempenho uniforme. As razões para a utilização deste tipo de estrutura geotécnica são: o facto de constituir uma boa alternativa às soluções geotécnicas tradicionais, em especial em termos económicos, e também por ser menos sensível a assentamentos diferenciais, pelo que se torna tecnicamente mais atractiva. A minimização dos impactes ambientais tem também um papel fundamental na utilização, cada vez maior, deste tipo de solução (Pinho Lopes, 2006).

É importante entender o mecanismo de interacção do geossintético com o solo para a elaboração e aplicação de métodos de dimensionamento de estruturas de solo reforçado.

O reforço com geossintéticos é o alvo de estudo, caracterização e desenvolvimento no presente capítulo.

De modo a dar a conhecer este material, são abordados os vários tipos de geossintéticos, as suas principais aplicações e propriedades. Estas são informações importantes para qualquer pessoa que trabalhe directa ou indirectamente com estes materiais.

2.2. Geossintéticos. Definições

A Sociedade Internacional de Geossintéticos (IGS) define o termo geossintético como sendo a denominação genérica de um produto polimérico, sintético ou natural, industrializado, cujas propriedades contribuem para a melhoria de obras geotécnicas. Pode desempenhar uma ou mais funções quando em contacto com materiais naturais, como solo ou rocha, ou qualquer outro material geotécnico utilizado em aplicações de engenharia civil.

Apesar da grande variedade de geossintéticos que surgem a cada dia para aplicações em obras de engenharia, deve-se citar os produtos principais e mais utilizados. Esta gama de produtos é composta por geotêxteis, geogrelhas, georredes, geomembranas e geocompósitos. Na Figura 2.1 pode-se ver alguns dos geossintéticos mais utilizados.

Os geotêxteis são permeáveis, são materiais poliméricos têxteis planos e são classificados com base no processo de fabrico: tecidos, não tecidos ou tricotados.

As geogrelhas, como refere a IGS, são estruturas em forma de grelha com função predominante de reforço, cujas aberturas permitem a interacção do meio em que estão confinadas, constituído por elementos resistentes à tracção. Estes materiais são designados por uniaxiais quando apresentam uma direcção em que a resistência à tracção é mais elevada, e biaxiais quando apresentam valores semelhantes para a resistência à tracção nas duas direcções principais (ortogonais) – de fabrico e perpendicular à de fabrico. Em função do processo de fabricação as geogrelhas podem ser extrudidas, soldadas ou tecidas.

As georredes são uma malha com estrutura polimérica plana. A NP EN ISO 10318 define georrede como um geossintético que consiste em duas séries de elementos paralelos que se cruzam segundo vários ângulos. Podem ter uma aparência semelhante à das geogrelhas mas são diferentes destas, sobretudo nas funções que podem exercer. De facto, geralmente são utilizadas como elemento de drenagem.

As geomembranas como Ferreira dos Santos (2007) refere são materiais poliméricos em forma de membranas de material polimérico (plásticos ou PVC) ou

vulcanizado (borrachas). A função principal das geomembranas é a de barreira líquida, impermeabilização e exerce por vezes também a função de separação entre camadas.

Os geocompósitos consistem na combinação de vários tipos de materiais, em que pelos menos um deles é um geossintético (geotêxteis, geogrelhas, georredes, geomembranas, etc.). Alguns geocompósitos são ainda constituídos por materiais naturais (areia, brita, fibras naturais, etc.).

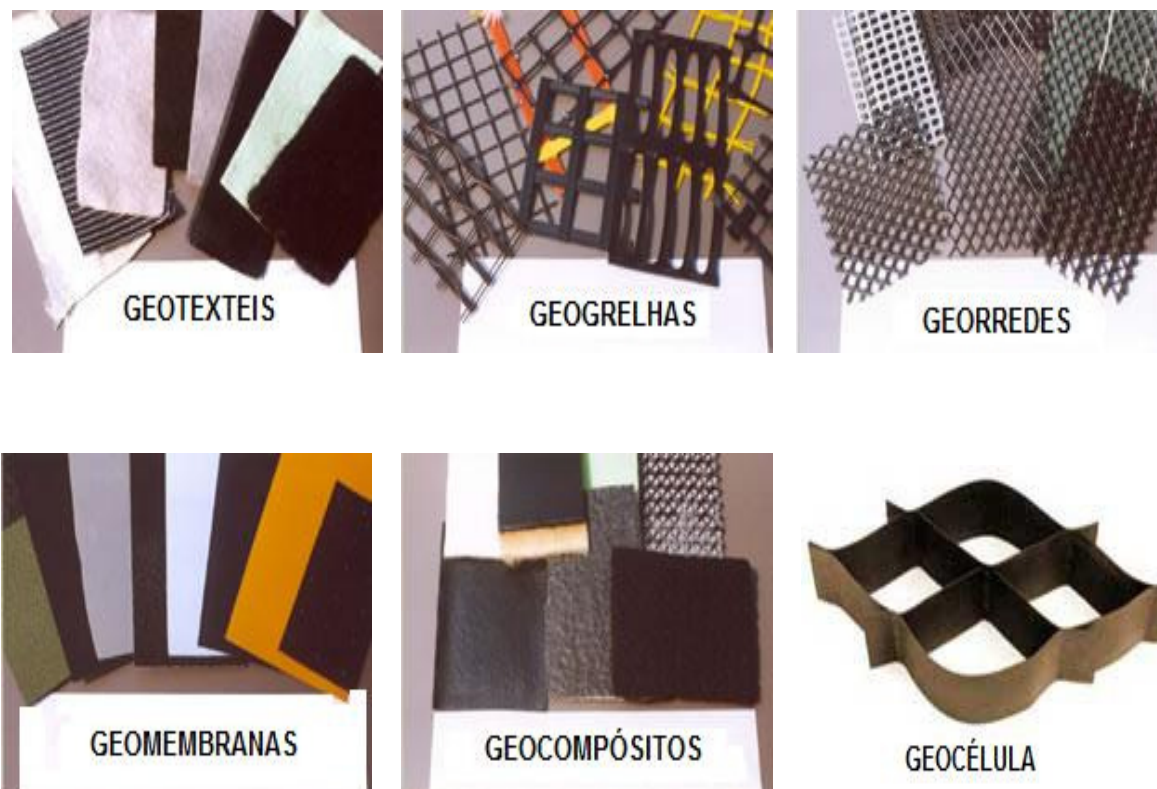


Figura 2.1 – Alguns exemplos de geossintéticos, NAGS (2008).

2.2.1 Principais Funções dos Geossintéticos

No Quadro 2.1 estão definidas as funções que os geossintéticos podem exercer. É comum diferenciar entre um geossintético a sua função primária e secundária, isto porque numa determinada aplicação um geossintético pode desempenhar mais que uma função simultaneamente.

Quadro 2.1 - Exemplos de geossintéticos que podem desempenhar várias funções (adaptado de Shukla, 2002).

Funções a desempenhar pelo geossintético		Geossintéticos que podem ser usados
Separação	Primária	Geotêxteis, geocompósitos
	Secundária	Geotêxteis, geogrelhas, georredes, geomembranas, geocompósitos
Reforço	Primária	Geotêxteis, geogrelhas, geocompósitos
	Secundária	Geotêxteis, geocompósitos
Filtragem	Primária	Geotêxteis, geocompósitos
	Secundária	Geotêxteis, geocompósitos
Drenagem	Primária	Geotêxteis, georredes, geocompósitos
	Secundária	Geotêxteis, geocompósitos
Barreira de Fluidos	Primária	Geomembranas, geocompósitos
	Secundária	Geocompósitos

Na EN ISO 10318:2005: Geosynthetics: Terms and Definitions estão definidos os termos relativos às funções dos geossintéticos. A norma destaca sete funções principais, identificadas na Figura 2.2.

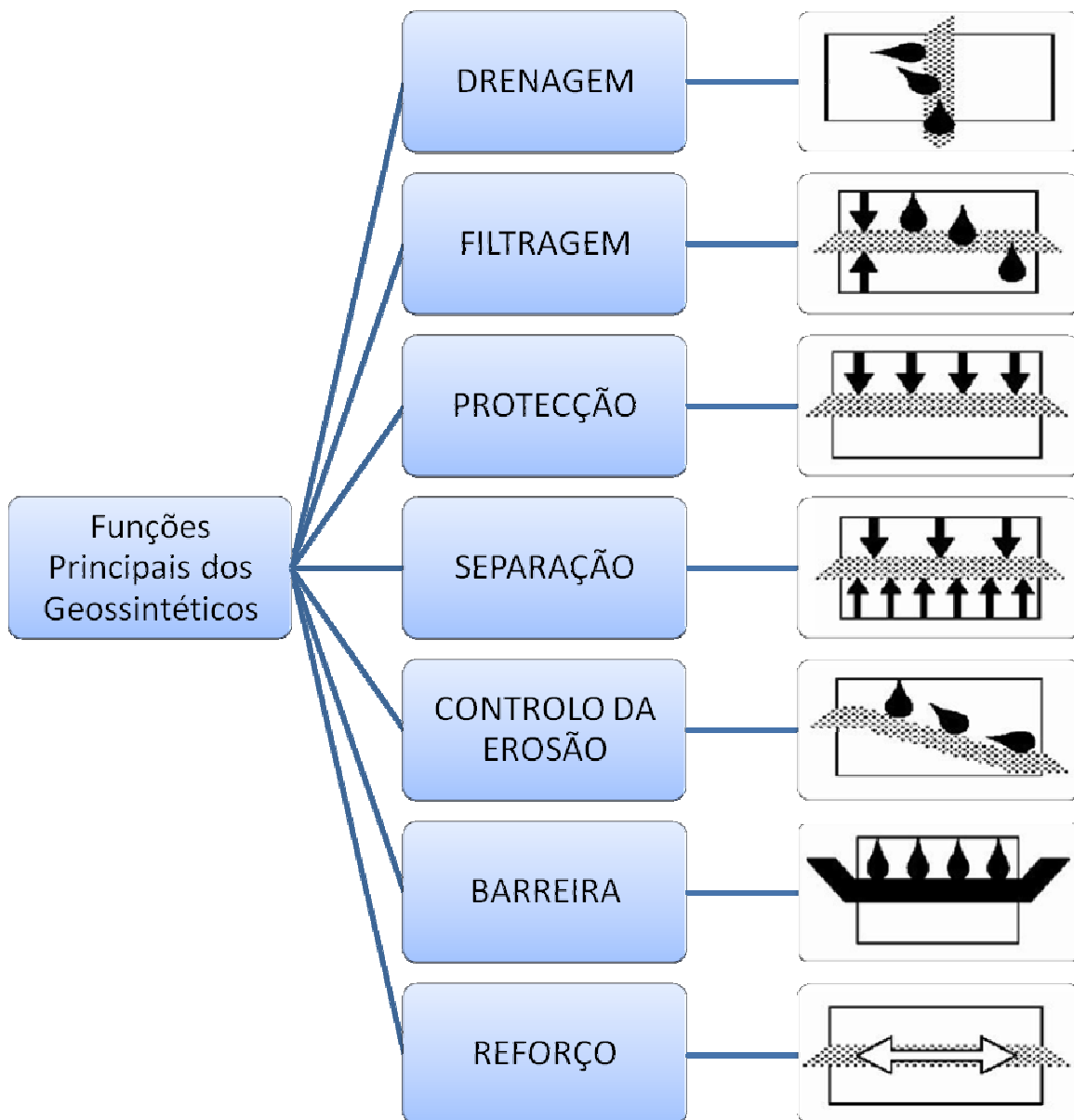


Figura 2.2 – Principais funções dos Geossintéticos

De seguida cada uma das funções referidas é descrita de forma breve, sendo posteriormente tratada com mais detalhe a função de reforço e os geossintéticos que desempenham essa função.

a) Drenagem

De acordo com a EN ISO 10318:2005, a função de drenagem consiste na recolha e transporte das águas pluviais, subterrâneas e/ou outros líquidos, no plano de um geotêxtil ou produto relacionado (Figura 2.3).

A drenagem, segundo Pinho Lopes (2006), consiste no equilíbrio do sistema geossintético-solo, que permite um adequado fluxo de líquido com limitada perda de solo no seu plano durante um tempo indefinido.

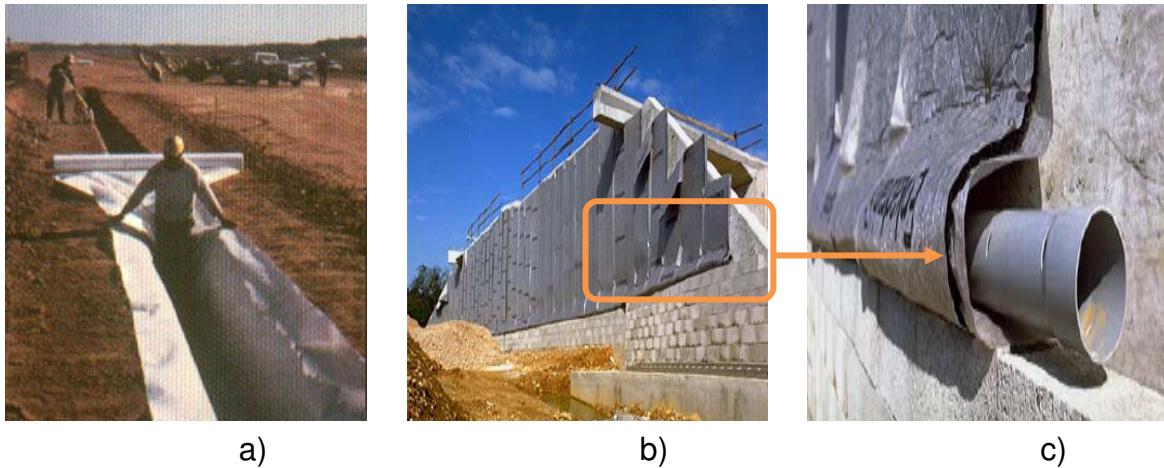


Figura 2.3– a) Dreno em vala (MPZ, 2008); b) Sistema de drenagem vertical; c) pormenor do sistema de drenagem (IGS – Mini Lectures).

b) Filtragem

De acordo com a EN ISO 10318:2005, a função de filtragem consiste na retenção do solo ou de outras partículas sujeitas a forças hidrodinâmicas, enquanto permite a passagem de líquidos para o interior ou através de um geotêxtil ou produto relacionado (Figura 2.4).

Pinho Lopes (2006) diz-nos que o equilíbrio do sistema solo-geossintético permite o fluxo livre do fluido, evitando o atravessamento e o arrastamento de partículas sólidas, na direcção normal ao plano do geossintético durante um longo período de tempo.



Figura 2.4 – Geossintético desenvolvendo várias funções, entre elas a função de filtragem (MACCAFERRI, 2008).

c) Protecção

De acordo com a EN ISO 10318:2005, a função de protecção consiste na prevenção ou limitação de danos locais de um dado elemento ou material pela utilização de um geotêxtil ou produto relacionado.

O geossintético é colocado entre dois materiais de forma a absorver e distribuir as tensões e deformações que iriam ser transmitidas ao material que se quer protegido, Pinho Lopes, 2006 (Figura 2.5).



Figura 2.5 – Geotêxtil de protecção em aterro de resíduos (IGS – Mini Lectures).

d) Separação

Ainda segundo a mesma norma, a função de separação consiste na prevenção da mistura de solos adjacentes dissimilares e/ou outros materiais pela utilização de geotêxteis ou produtos relacionados.

O geossintético é colocado entre dois materiais diferentes de maneira que eles não se misturem, Figura 2.6, e que os seus comportamentos permaneçam distintos, se possível melhorados, sob a acção de cargas aplicadas.

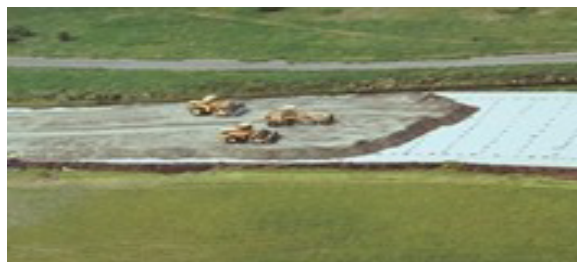


Figura 2.6 – Geossintético com função de separação entre aterro e solo mole de fundação, (IGS – Mini Lectures).

e) Controlo da erosão superficial

Consiste na utilização de um geotêxtil ou produto relacionado para prevenção ou limitação do movimento do solo ou outras partículas à superfície de, por exemplo, taludes, EN ISO 10318:2005.

É recorrente utilizar geogrelhas nas faces dos taludes pois estas ligam-se à vegetação durante o seu crescimento, reforçando-a e ajudam a criar uma cobertura homogênea, que protege o talude contra a erosão, Figura 2.7.



Figura 2.7 – Geogrelha aplicada num talude como controlo de erosão superficial, (Nortene 2008).

f) Barreira de fluídos

Esta função consiste na utilização de um geossintético para prevenção ou limitação da migração de líquidos (Figura 2.8).



Figura 2.8 – Geomembrana com função de barreira de fluidos (Nortene, 2008).

g) Reforço

Na mesma norma define-se a função de reforço através da utilização do comportamento força-extensão de um geotêxtil ou produto relacionado para melhorar as propriedades mecânicas do solo ou de outros materiais de construção.

Quando estamos perante solos de baixa capacidade de suporte, além dos esforços normais, a estrutura gera esforços cortantes que podem originar deformações horizontais. Ferreira dos Santos (2007) diz que a utilização de geotêxtil associado a uma camada granular poderá anular a falta de capacidade de suporte. O geotêxtil actua como reforço, distribuindo e equilibrando as tensões sobre o solo de base e assim diminui as deformações horizontais, (Figura 2.9).

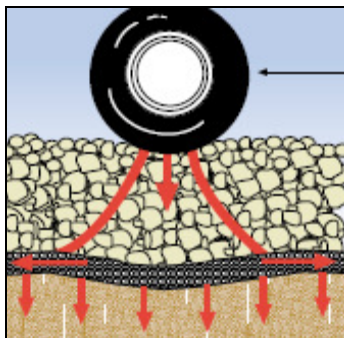


Figura 2.9 – Geossintético com função de reforço numa via não pavimentada, (Mirafi 2008)

2.2.2 Principais aplicações dos geossintéticos

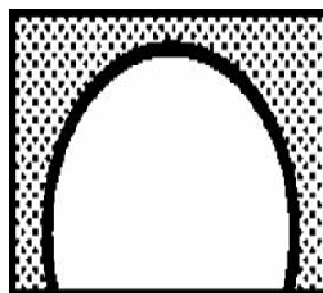
Os geossintéticos oferecem soluções económicas e tecnicamente avançadas em obras geotécnicas. Deve-se muito ao tipo do material com que se trabalha, já que estes são de fácil e rápida instalação, admitem a utilização de solos considerados fracos ou inapropriados, o que implicam um menor volume de transporte de solo e naturalmente vem minimizar os gastos. Como já se referiu existem muitos tipos geossintéticos e estes podem ser aplicados de diversas maneiras, ver Figura 2.10. Um factor decisivo na sua aplicação generalizada é seu preço reduzido, quando comparado com outros materiais e técnicas de construção.



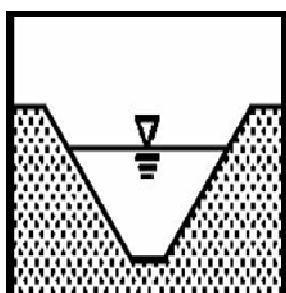
a)



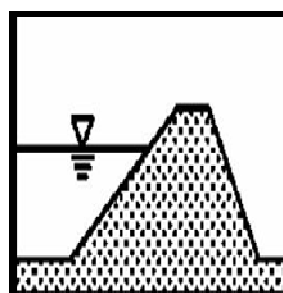
b)



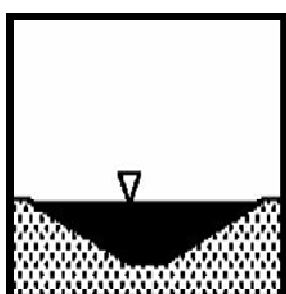
c)



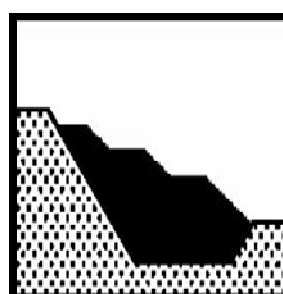
d)



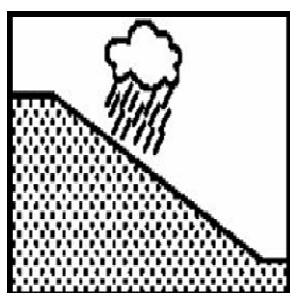
e)



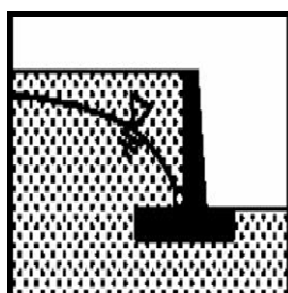
f)



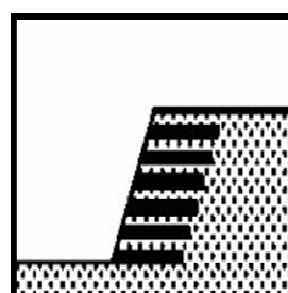
g)



h)



i)



j)

Figura 2.10 – Representação das principais aplicações dos geossintéticos (EN ISO 10318:2005): a) obras rodoviárias; b) obras ferroviárias, c) túneis e estruturas subterrâneas; d) canais; e) reservatórios e barragens; f) depósitos de resíduos líquidos; g) depósito de resíduos sólidos; h) sistemas de controle de erosão; i) sistemas de drenagem; j) fundações e estruturas de suporte.

2.2.3 Propriedades dos geossintéticos

Quando se fala em solo reforçado com geossintéticos as propriedades que têm uma maior importância são as propriedades físicas, mecânicas e de durabilidade. Dentro destas destacam-se os termos de maior interesse, que são abaixo abordados.

Segundo Shukla (2002), o desempenho dos geossintéticos depende da temperatura ambiente, porque são materiais visco-elásticos. Dependem igualmente da exigência e da duração pretendida quando solicitados.

2.2.3.1 Termos relativos a propriedades físicas

Quando se realizam ensaios laboratoriais, com o intuito de caracterizar as propriedades físicas de um geossintético é imprescindível o controlo sobre certos parâmetros. Parâmetros esses que são a temperatura, a humidade, as propriedades dos solos e rochas. Pinho Lopes (2006), refere que a temperatura e a humidade têm maior influência nos resultados dos ensaios que os outros parâmetros. Este controlo permite uma comparação com outros resultados obtidos através de métodos e procedimentos semelhantes.

a) Espessura

É medida como a distância entre a superfície superior e inferior do material a uma dada pressão, normalmente 2 kPa. A espessura é expressa em mm, EN ISO 10318:2005. Na Figura 2.11 representa-se o procedimento para a determinação da espessura. Identifica-se o provete, faz-se a sua medição e a sua pesagem.

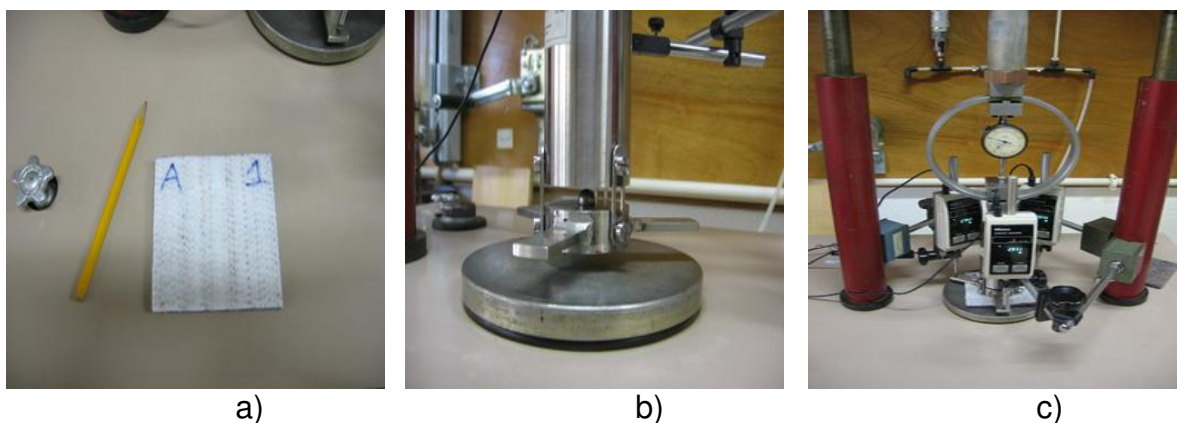


Figura 2.11 – Determinação da espessura de um provete: a) provete identificado; b) instrumento de medição do provete; c) aparelho de pesagem do provete, LNEC, Fev./2008.

b) Massa por unidade de área

É a razão entre a massa de um provete de dimensões especificadas e a área correspondente, EN ISO 10318:2005. É expressa g/m^2 e pode ser um bom indicador sobre o custo e outras importantes propriedades como a resistência à tracção, resistência ao punção. É uma propriedade importante para o controlo de qualidade, e identifica-se na Figura 2.12 o material necessário para a sua determinação.

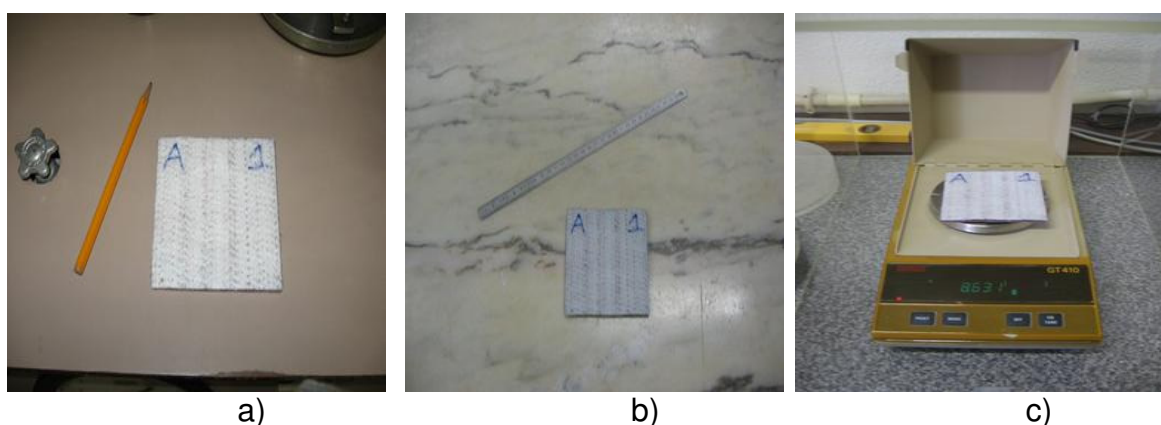


Figura 2.12 – Determinação da massa por unidade de área: a) provete; b) régua utilizada para medir as dimensões do provete; c) balança, LNEC, Fev./2008.

A massa por unidade de área pode ser determinada para todos os tipos de geossintéticos e os seus valores variam entre 100 e 1000g/m^2 . Pinho Lopes (2006) refere que, de acordo com Koerner (1998), para a maioria dos geotêxteis a massa por unidade

de área toma valores entre 150 e 750g/m², enquanto no caso das geogrelhas essa grandeza varia entre 200 e 1000g/m².

2.2.3.2 Termos relativos a propriedades mecânicas

Para as aplicações de reforço de solos com geossintéticos pode-se considerar as propriedades mecânicas destes materiais são as de maior importância. São estas propriedades que respondem às solicitações que ocorrem durante a colocação em obra e durante o seu funcionamento. Durante a colocação em obra ficam sujeitos à tracção, à perfuração, à abrasão e a danos de instalação, durante o seu funcionamento têm de responder quando solicitado à tracção, à perfuração e penetração, ao rasgamento e ao atrito nas interfaces.

a) Resistência à Tracção

Lopes (1992) explica que o comportamento à tracção dos geossintéticos depende de vários factores tais como: o polímero constituinte, a estrutura, o processo de fabrico e o tipo de ligação, entre outros.

A resistência à tracção é determinada através de ensaios, segundo a norma portuguesa (NP EN ISO 10319:2005), como se pode ver na Figura 2.13. A norma indica que o provete deve ser submetido a uma taxa de deformação constante fazendo-se a aquisição da força e extensão correspondente. O resultado do ensaio é expresso em gráficos de força por unidades de comprimento (kN/m) vs deformação (%) através do qual é possível obter o módulo de rigidez, a resistência e a deformação na ruptura.

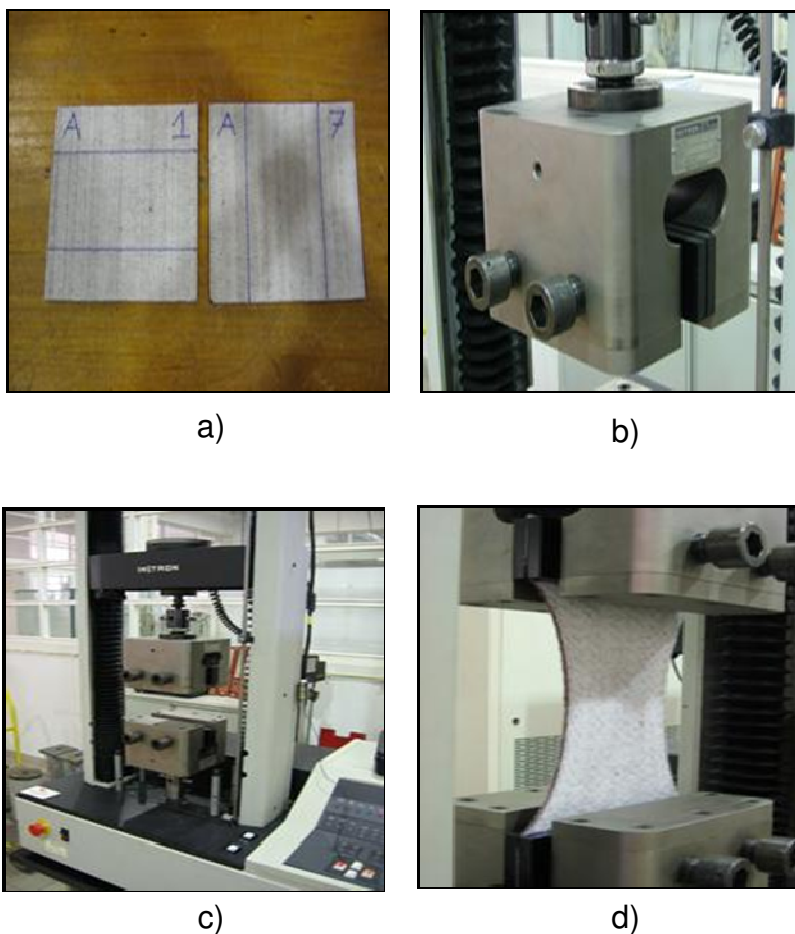
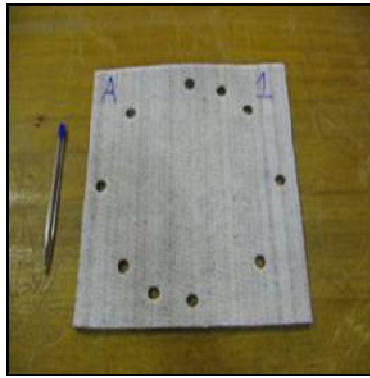


Figura 2.13 – Ensaio de resistência à tracção: a) provetes para ensaio; b) pormenor da garra superior do equipamento; c) equipamento de ensaio, d) ensaio em curso, LNEC, Fev./2008.

b) Resistência ao Punçoamento

A resistência ao punçoamento, segundo Pinho Lopes (2006), é definida com base na medição da vulnerabilidade dos geossintéticos às compressões diferenciais ou a choques provocados pela queda de materiais. A solicitação pode ser concentrada, estática ou dinâmica. Consoante o mecanismo que lhe dá origem, a resistência ao punçoamento pode ser um comprimento, uma força ou uma pressão. De entre os ensaios existentes, para avaliar a resistência ao punçoamento são de salientar: EN ISO 13433: 2006 ensaio de perfuração dinâmica (através da queda de um cone sobre o geossintético) e EN ISO 12236 rev.: 2006, ensaio de punçoamento estático também designado por ensaio CBR (Figura 2.14), ensaio de impacto (EN ISO 13428:2004) e ensaio de impacto de um pilão com forma de pirâmide, para avaliar a eficiência de geossintéticos na protecção de geomembranas (EN 14574: 2004).



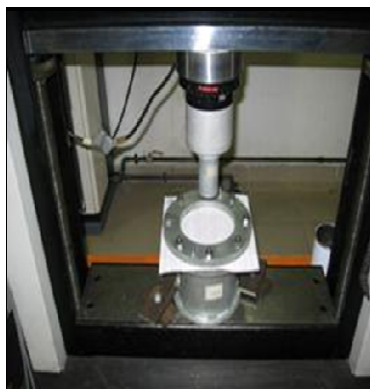
a)



b)



c)



d)



e)

Figura 2.14 - Ensaio de punçoamento estático: a) provete, b) molde CBR, c) anéis de fixação, d) equipamento, e) ensaio em curso, LNEC, Fev./2008.

c) Atrito nas interfaces

Esta propriedade pode ser caracterizada através de ensaios de corte directo, ensaios de corte em plano inclinado ou ensaios de arranque.

A caracterização dessa interacção é feita com base na resistência ao corte da interface entre o geossintético e o material de contacto e pode ser representada por uma lei idêntica à lei de Coulomb, ou seja, por uma adesão e por um ângulo de atrito, como refere Pinho Lopes (2006).

O Capítulo 3 é dedicado aos diferentes tipos de ensaio e aos métodos de determinação dos parâmetros de resistência da interface, adesão e ângulo de atrito.

d) Fluência

A fluência dos geossintéticos depende de factores como o polímero constituinte, a estrutura, o nível de tensão, a temperatura e o tempo, segundo Paula (2003). Podemos definir a fluência de um material através do seu alongamento, ou seja, se este se alonga mais ou menos quando submetido a um carregamento estático de longa duração.

2.2.3.3 Durabilidade

Em obras de engenharia temos sempre a questão da durabilidade dos materiais utilizados, os geossintéticos não fogem a essa questão e têm que cumprir as funções para as quais foram dimensionados.

Como nos diz Silvano (2005), os geossintéticos terão de exibir estabilidade em relação à temperatura, às radiações ultravioleta [UV] e aos ataques químicos e biológicos. São estes alguns factores que afectam os geossintéticos ao longo do tempo, para o qual são dimensionados. Outros factores que afectam a durabilidade são factores relacionados com a operação de instalação do geossintético (danificação durante a instalação).

Podemos agrupar os factores que afectam a durabilidade, também designados por agentes de degradação, em:

- Atmosféricos;
- Microbiológicos;
- Líquidos;
- Termo-oxidação;
- Danificação durante a instalação.

Numa breve abordagem, caracterizam-se de seguida os diferentes agentes de degradação.

a) Agentes Atmosféricos

Quando os geossintéticos estão expostos aos agentes atmosféricos, isto é, à acção da luz solar, da chuva, da temperatura e do oxigénio, ocorre degradação. Este tipo de degradação deve-se, essencialmente, ao efeito combinado da absorção de água e da exposição à radiação ultravioleta (UV) presente na luz solar (Crawford, 1998). Ainda segundo este autor, a absorção de água pode ter uma acção plastificante, que aumenta a flexibilidade dos plásticos mas que no limite torna o material frágil.

Pinho Lopes (2006) diz-nos que o efeito da radiação UV depende do polímero base e consiste em reacções variadas e complexas. Na presença de oxigénio essas reacções podem ser de oxidação ou, no caso de existir no polímero um grupo particular que seja anormalmente sensível à radiação (possuindo foto-reactividade), constituir um mecanismo de oxidação distinto (designado por foto-oxidação).

b) Agentes biológicos

Os microorganismos que podem provocar deterioração podem ser encontrados sob condições ambientais distintas, no entanto, necessitam sempre de uma fonte de carbono para se desenvolverem e podem obtê-la a partir das reacções de degradação de materiais orgânicos, tais como os polímeros e aditivos utilizados em geossintéticos (Elias, 2000).

Ainda segundo o mesmo autor, de entre os agentes que controlam os processos de biodegradação incluem-se a temperatura, a humidade e o pH. As condições ideais para a acção destes agentes incluem temperatura e humidade elevadas e ausência de radiação ultravioleta.

Os plásticos podem degradar-se biologicamente por acção de microorganismos, Lopes (1992).

Estas acções dividem-se em três tipos:

- Acção directa sobre os polímeros constituintes dos plásticos;
- Acção destrutiva sobre determinados aditivos presentes na composição de plásticos;
- Desenvolvimento de produtos agressivos para os materiais plásticos.

c) Líquidos ou Fluidos

Segundo Brown e Greenwood (2002), a expressão fluidos inclui uma larga gama de produtos químicos, tanto gasosos como líquidos, que podem entrar em contacto com os plásticos de várias formas. Os fluidos podem ser absorvidos, fazer o plástico dilatar e reduzir a sua rigidez e a sua resistência. Podem também lixiviar constituintes solúveis do material (aditivos, por exemplo), deixando-o exposto a ataques. Alguns fluidos, tais como a água e líquidos de limpeza, podem ainda ser uma fonte de materiais pró-oxidantes. Mais ainda, os fluidos podem exercer eles próprios ataque químico.

Em presença de água os polímeros podem ser hidrolisados. A reacção de hidrólise pode desenvolver-se em grupos laterais das cadeias moleculares ou nas próprias cadeias moleculares, o que origina uma diminuição das propriedades mecânicas dos polímeros (Paula, 2003).

Os polímeros susceptíveis de serem hidrolisados são as poliamidas e os poliésteres. As poliamidas são mais sensíveis em soluções aquosas ácidas, ao passo que, no caso dos poliésteres, o grau de degradação por hidrólise aumenta em soluções alcalinas (Koerner *et al.*, 1988).

A velocidade de reacção de hidrólise aumenta com a temperatura e a humidade relativa do meio.

d) Termo – Oxidação

A oxidação de um polímero é iniciada, em regra, por outros agentes de degradação, como temperaturas elevadas ou radiações solares, dando origem a fenómenos de degradação termo-oxidativa e foto-oxidativa (Lopes, 1992).

Pinho Lopes (2006) caracteriza o mecanismo de oxidação de plásticos em três fases:

1. Início, devido a estímulos externos como o contacto com ácidos oxidantes, a exposição a radiação ultravioleta ou a temperaturas elevadas, acções mecânicas, que activam o polímero e conduzem à formação de um radical reactivo.

2. Reacção em cadeia, em que o radical reactivo (R) combina com o oxigénio, dando origem a um hidroperóxido (ROOH), que se pode decompor em dois radicais e estes continuam a combinar com o oxigénio, designa-se por reacção autocatalítica, auto-alimenta-se;

3. Fim, em que o hidroperóxido é desactivado.

2.2.3.4 Nota final

Chega-se à conclusão que todos os polímeros são susceptíveis de sofrerem degradação. O tipo e o grau de degradação dependem da natureza do polímero e das características do meio envolvente. E a temperatura tem uma influência determinante na velocidade das reacções, desenvolvendo-se a maioria das reacções próximo da temperatura ambiente.

2.3 Danificação durante a instalação

A maneira como se procede a instalação em obra de um geossintético poderá afectar as suas propriedades, reduzindo a sua durabilidade.

Segundo Koerner (1998), é largamente reconhecido que os processos de instalação em obra dos geossintéticos podem danificar estes materiais. Em muitos casos, as acções decorrentes destes processos são mais significativas do que as solicitações de serviço, consideradas no dimensionamento.

Em seguida define-se o conceito de danificação durante a instalação (DDI) em obra de geossintéticos. Serão apresentados os procedimentos de instalação em obra e discutem-se os principais efeitos da DDI.

Conceito DDI

Pinho Lopes (2006) diz-nos que a danificação durante a instalação em obra de geossintéticos resulta principalmente das operações de colocação e compactação do material de aterro junto aos geossintéticos e das operações de manuseamento.

As operações de remoção do solo, preparação da superfície, manuseamento e colocação do geossintético, espalhamento e compactação do solo não são suaves e, na maioria dos casos, são realizadas por trabalhadores muito pouco sensíveis à delicadeza destas operações (Greenwood, 1998).

Na Figura 2.15 é visível a danificação das geogrelhas devido ao procedimento de instalação na construção de um talude.

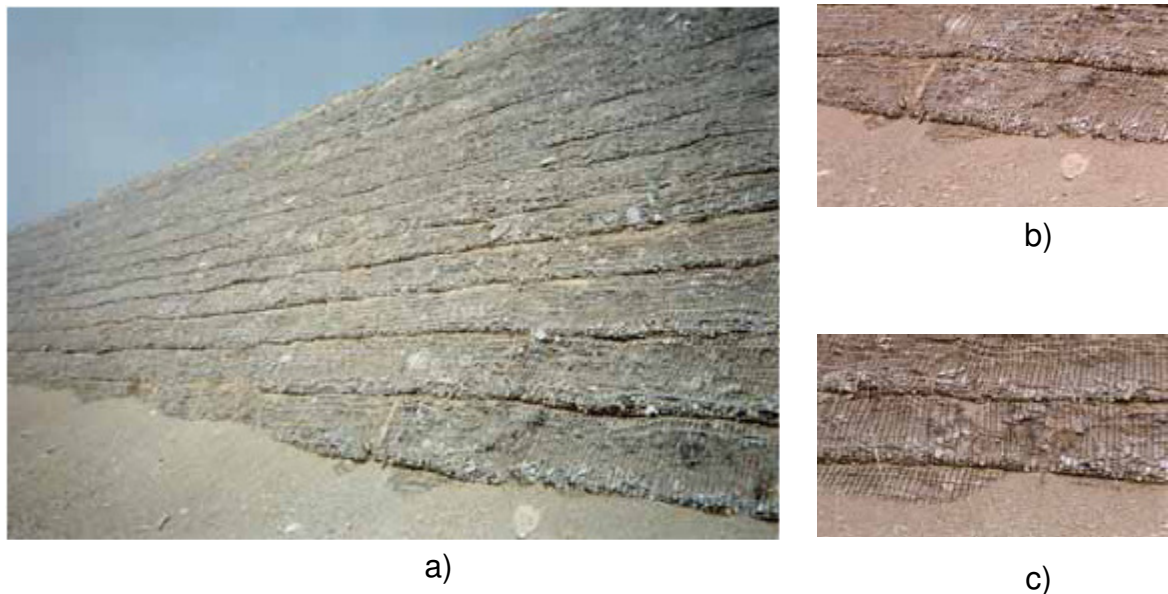


Figura 2.15 – Evidência dos efeitos da DDI: a) talude em solo reforçado com geogrelhas, aspecto geral; b) pormenor da face onde é evidente a danificação das geogrelhas; c) pormenor de uma zona muito afectada (Pinho Lopes 2006)

Bräu (1998) refere que, nos geossintéticos, as maiores tensões surgem durante a fase de instalação, e podem resultar em perdas de resistência, efeitos de abrasão, diminuição local da espessura do material, corte de fibras, abertura e, no pior caso, em desintegração total dos geossintéticos ao longo de uma determinada área.

Minimizar a DDI

Todos os materiais de construção que desempenham funções específicas têm de obedecer aos requisitos de qualidade exigidos; os geossintéticos pertencem a essa classe de materiais de construção. Na fase de colocação em obra destes materiais devem ser utilizado um procedimento adequado, de forma a minimizar a sua danificação.

Pinho Lopes (2006) refere que as obras que incluem geossintéticos devem ter nos seus cadernos de encargos descrições e instruções detalhadas referentes aos procedimentos de colocação destes materiais. A mesma autora mostra esquematicamente alguns desses procedimentos na Figura 2.16.

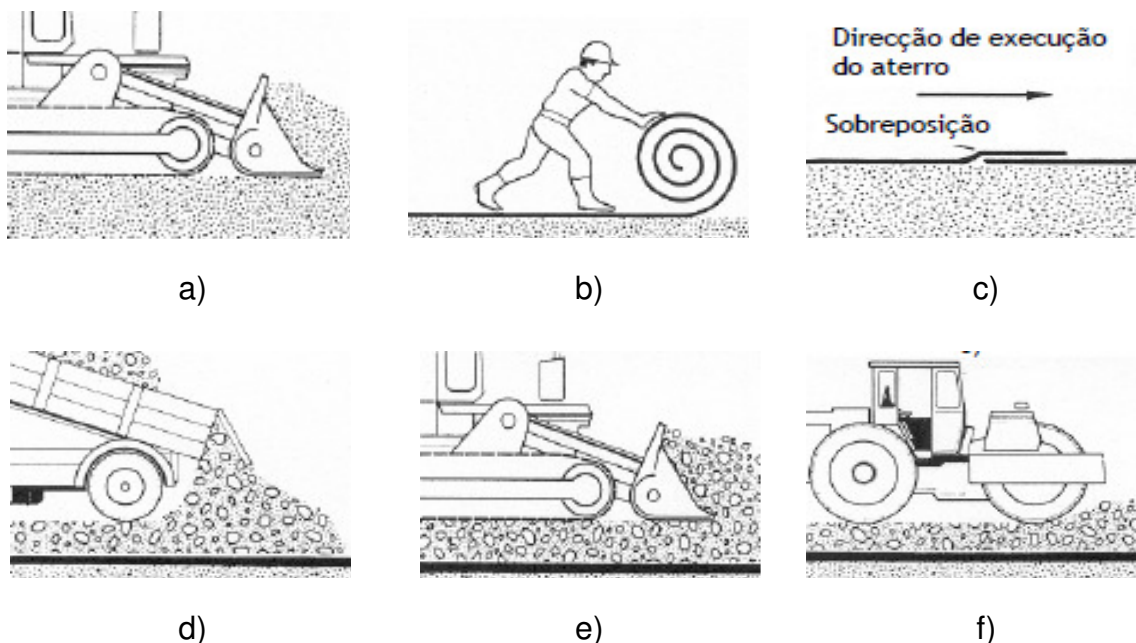


Figura 2.16 – Sequência construtiva a adoptar em aplicações de geossintéticos (Ingold e Miller, 1998, adaptado por Pinho Lopes 2006)

O primeiro passo para a aplicação do geossintético é limpar a superfície (lixo, raízes ou materiais cortantes) e proceder ao alisamento da superfície como se vê na Figura 2.16a). Na figura seguinte consta o segundo passo, desenrolar o geossintético. Os trabalhadores ao efectuarem esta tarefa não devem estar sobre o geossintético. A figura 2.16c é um exemplo da ligação entre troços, o tipo de ligação deverá estar indicada no caderno de encargos da obra.

A Figura 2.16d indica que é a fase de colocação do material de aterro. Pinho Lopes (2006) indica esta operação como uma das mais delicadas pois pode causar danos ao geossintético. Como forma de minimizar esta operação, fica proibido o tráfego sobre o geossintético antes de se atingir 150mm de material de aterro. Depois desta operação é a fase de espalhar o material (Figura 2.16e) para de seguida se proceder à compactação atendendo às características pretendidas (Figura 2.16f).

É preciso assegurar que os efeitos da DDI são mínimos e não afectam o desempenho do geossintético durante o seu tempo de vida útil para o qual foi dimensionado ou são devidamente contabilizados no dimensionamento deste material.

Mecanismos de danificação mecânica

A danificação mecânica surge devido às operações de remoção do solo, preparação da superfície, manuseamento e colocação do geossintético, espalhamento e compactação do solo (Greenwood, 1988).

A danificação mecânica, provocada pelas tensões induzidas durante o processo de instalação, é o resultado de abrasão, punçoamento ou deformação local das fibras e do geossintético propriamente dito (Khay, 1998). Por sua vez, Allen e Bathurst (1994) afirmam que a danificação devida às operações de instalação resulta tipicamente em defeitos locais, tais como separação de fibras, cortes, esmagamento e abrasão.

Identificam-se seis tipos de mecanismos:

- Abrasão;
- Aparecimento de fendas e separação de material;
- Punçoamento;
- Rotura em tensão;
- Corte de fibras;
- Rasgamento.

a) Abrasão

A abrasão é provocada por uma acção repetida de contacto entre o geossintético e um material abrasivo ou sempre que há acções cíclicas que implicam movimento relativo entre o geossintético e o solo em contacto com este (Pinho Lopes, 2006). As principais consequências da abrasão são a redução de espessura, que pode ter como consequência uma diminuição local da resistência do geossintético, e a alteração das propriedades hidráulicas do material, nomeadamente enquanto filtro. Sempre que a abrasão é muito significativa pode mesmo haver destruição total de uma determinada área do geossintético.

b) Aparecimento de fendas e separação de material (*"splitting"*)

Pinho Lopes (2006) define este mecanismo através do contacto directo de partículas angulosas e de faces cortantes que constituem o material de aterro com o geossintético, em conjunto com o efeito da circulação do equipamento de construção,

pode provocar o aparecimento de fendas no material e, conseqüentemente a sua separação que se traduz na redução das propriedades mecânicas.

c) Punçoamento

Este tipo de danificação ocorre quando se coloca o material de aterro e este apresenta uma estrutura cortante, o modo de colocação do material no geossintético terá que ser feito de maneira a não interferir com a colocação do geossintético. Pode ocorrer punçoamento quando se compactam camadas finas com equipamentos pesados, isto é, quando o equipamento de compactação não é o apropriado.

d) Rotura em tensão

Este mecanismo pode surgir quando o material é submetido a cargas e deformações excessivas (Pinho Lopes, 2006).

Após sofrer rotura em tensão um geossintético não desempenha a função, quer de separação, quer de reforço (Watn e Chew, 2002).

e) Corte de fibras

Este mecanismo pode aparecer também na fase de colocação do material de aterro, quando este apresenta faces cortantes. Geralmente ocorre quando o geossintético está sobre uma camada mais rígida, origina corte em vez de perfurações.

Segundo Watn e Chew (2002) os geossintéticos menos resistentes a este mecanismo são os geotêxteis tecidos, as geogrelhas e as fitas de reforço.

f) Rasgamento

Como Pinho Lopes (2006) refere, este mecanismo ocorre quando existem forças de rasgamento a actuar numa zona do geossintético onde existe alguma danificação inicial, devida ao corte de fibras ou à rotura em tensão.

Efeito da DDI nas Propriedades a Curto Prazo

O efeito da danificação durante a instalação nas propriedades dos geossintéticos pode ter várias consequências, incluindo a impossibilidade de os materiais exercerem a função para a qual foram dimensionados. Por exemplo, Christopher e Elias (1998) referem que nos Estados Unidos foi já reconhecido que a abrasão e as tensões locais que surgem nos geossintéticos durante a instalação podem danificar significativamente estes materiais, comprometendo a sua capacidade de funcionamento.

A redução de resistência induzida pela danificação durante a instalação dos geossintéticos, é muito relevante nas aplicações destes materiais como reforço. De facto, reduções de resistência passíveis de ocorrerem podem mesmo por em causa a estabilidade da obra. Nas aplicações dos geossintéticos em reforço de solos a redução de resistência é mais preocupante e deve ser avaliada cuidadosamente. (Paula, 2003).

Efeito da DDI nas Propriedades a Longo Prazo

Segundo Paula (2003) a abordagem tradicional para determinação das propriedades a longo prazo de um geossintético danificado consiste em aplicar ao valor da resistência a longo prazo do material intacto a razão entre as resistências a curto prazo do material danificado e do material intacto. O mesmo autor refere que a resistência a longo prazo dos geossintéticos é avaliada aplicando cargas constantes ao longo do tempo aos geossintéticos. Para cada nível de carga regista-se o tempo que demora a ocorrência da rotura e estabelece-se uma relação carga/tempo. A partir desta relação é possível definir a curva de tensão de rotura. Esta curva pode ser extrapolada em ordem ao tempo (até à rotura) e em ordem à carga, sendo assim possível definir o valor de cálculo da carga.

Avaliação da Danificação Durante a Instalação

Paula (2003) menciona que a danificação durante a instalação de geossintéticos é um dos factores de redução mais significativos e ocorre, essencialmente, nas operações de manuseamento e colocação do geossintético e na compactação do material de aterro.

Diversos autores têm procurado avaliar as alterações nessas propriedades recorrendo a:

- exumação de amostras de geossintéticos que tenham sido submetidas a condições de instalação;
- modelação ou simulação em laboratório das condições de instalação.

Nos dois procedimentos referidos os geossintéticos danificados são submetidos a ensaios de modo a avaliar a alteração induzida pela danificação na propriedade de referência. De notar, que a propriedade de referência depende da aplicação do geossintético.

De seguida será abordado o procedimento da aplicação do geossintético como reforço.

Avaliação da DDI em Geossintéticos como Reforço

Como já foi referido, a danificação durante a instalação dos geossintéticos pode levar a uma significativa perda de resistência à tracção do material.

Quando o geossintético é aplicado como reforço, para além da resistência à tracção ser uma propriedade fundamental para esta função, normalmente as condições de instalação são mais severas do que nas restantes aplicações de geossintéticos (por exemplo, separação e/ou filtragem ou barreira de fluidos). Por isso, a danificação durante a instalação pode ser um factor significativo de redução da resistência à tracção dos geossintéticos em aplicações de reforço (Christopher *et al.*, 1998).

Este factor de redução pode ser avaliado e determinado recorrendo:

- à realização de ensaios de campo de danificação durante a instalação de geossintéticos e posterior exumação de amostras;
- à estimativa da danificação baseadas em experiências anteriores;
- ao uso de valores por defeito;
- à modelação e simulação em laboratório das condições de instalação.

Os métodos de dimensionamento de geossintéticos recorrem a coeficientes parciais de segurança e a coeficientes de redução.

O efeito da danificação durante a instalação no material é tido em conta através da aplicação de um coeficiente de redução ao valor da resistência à tracção do material

intacto. Segundo Paula (2003) esse coeficiente de redução (FR_{DDI}) é definido pela relação entre as resistências à tracção do geossintético intacto (T_{ref}) (i. e., não danificado) e danificado (T_{dan}) (Equação 2.1)

$$FR_{DDI} = \frac{T_{ref}}{T_{dan}} \quad (2.1)$$

Elias (1996), baseando-se em resultados publicados por Elias (1989), Bush e Swan (1986), Rainey e Barksdale (1993) acerca da danificação mecânica de geossintéticos com a função de reforço, propôs um método simplificado para estimar o coeficiente de redução (definido como o inverso da resistência retida) para atender a essa acção (Figura 2.17).

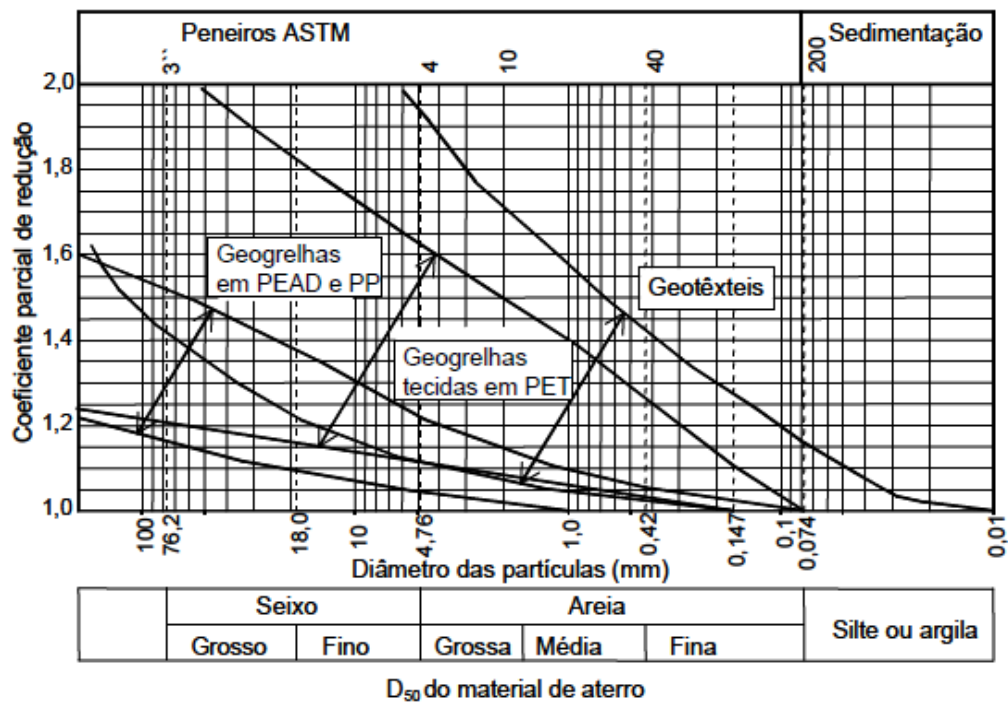


Figura 2.17 – Danificação durante a instalação vs diâmetro médio D_{50} do material de aterro (Elias, 1996).

Da figura podemos facilmente chegar à conclusão que o coeficiente parcial de redução depende do diâmetro médio do solo e do tipo de geossintético.

Ensaio Laboratoriais

A utilização de ensaios de campo ou da exumação de amostras após a sua instalação aproxima-se bastante das condições reais de danificação dos geossintéticos, no entanto, é muito dispendiosa. Por essa razão, a situação ideal é recorrer a um ensaio laboratorial que permita uma medição simples e mais directa dos efeitos dos procedimentos de instalação em obra destes materiais (Greenwood, 1998).

De entre os ensaios laboratoriais existentes destaca-se: o de queda de blocos e material rochoso desenvolvido, em conjunto, pela Federal Waterways Engineering (FWE) e pelo Instituto de Investigação (BAW), posteriormente modificado pela Technische Universität München (TUM); o de queda da pirâmide, desenvolvido pela Comissão Europeia de Normalização CEN/TC 189 “Geotextiles and geotextile-related products”; o de carregamento dinâmico, desenvolvido por Bräu (1990); e o de danificação durante a instalação, desenvolvido pelo CEN/TC 189.

O equipamento desenvolvido pela FWE e pelo BAW está representado na Figura 2.18. Paula (2003) descreve o ensaio como a simulação da queda de blocos e de material rochoso sobre geotêxteis. Em termos simplificados o ensaio consiste em deixar cair de uma altura de 2 metros um pilão com 80kg de massa sobre o geossintético assente sobre areia fina. Se três provetes do material sobreviverem ao ensaio significa que o geotêxtil é adequado para a instalação em vista. Mais tarde o ensaio foi modificado pela TUM, passando a ser possível utilizar alturas de queda do pilão até 8m para possibilitar o ensaio de geotêxteis mais fortes utilizados em protecção costeira.

O ensaio de queda da pirâmide (*pyramid drop test*) (Figura 2.19) proposto pelo CEN/TC 189 pretende simular a queda de material grosseiro sobre os geossintéticos durante a construção.

Neste ensaio o geossintético está colocado sobre solo e sujeito à queda de uma pirâmide invertida na direcção do centro do provete. A profundidade de penetração da massa e a força transmitida ao geossintético e ao solo durante o impacto são registadas, sendo a última comparada com a transmitida ao solo no ensaio sem geossintético. A resistência residual do geossintético danificado é, posteriormente, definida através do ensaio de punção estático (Paula, 2003).

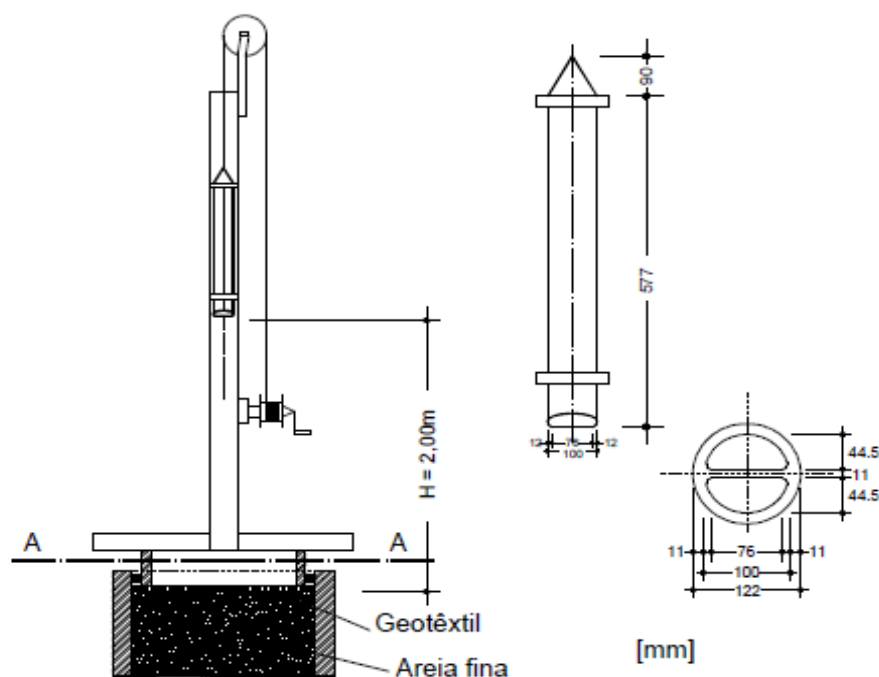


Figura 2.18 – Ensaio laboratorial para simulação de queda de blocos e de material rochoso (FWE e BAW).

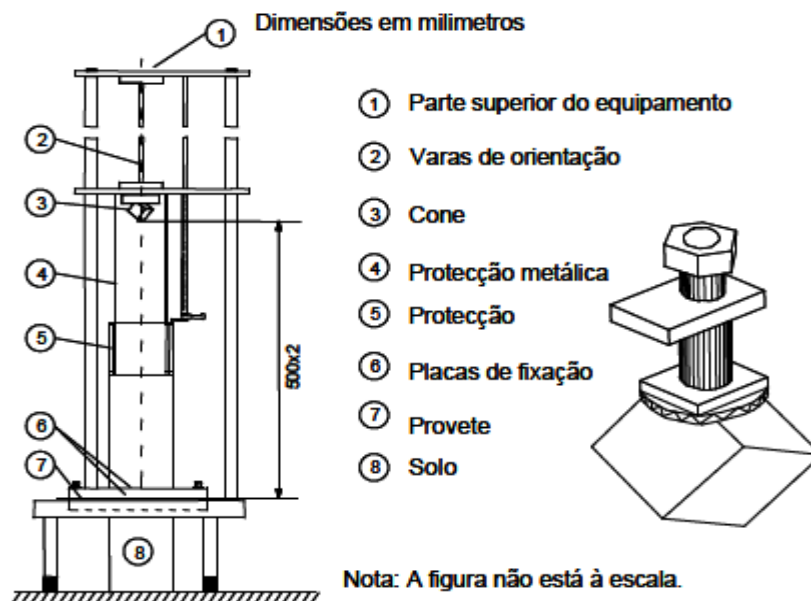


Figura 2.19 – Ensaio laboratorial: queda da pirâmide (CEN/TC189).

Bräu (1990) desenvolveu um equipamento de ensaio para simular a danificação induzida pelo tráfego de equipamentos de construção (ex. camiões) no sistema solo-geossintético (Figura 2.20).

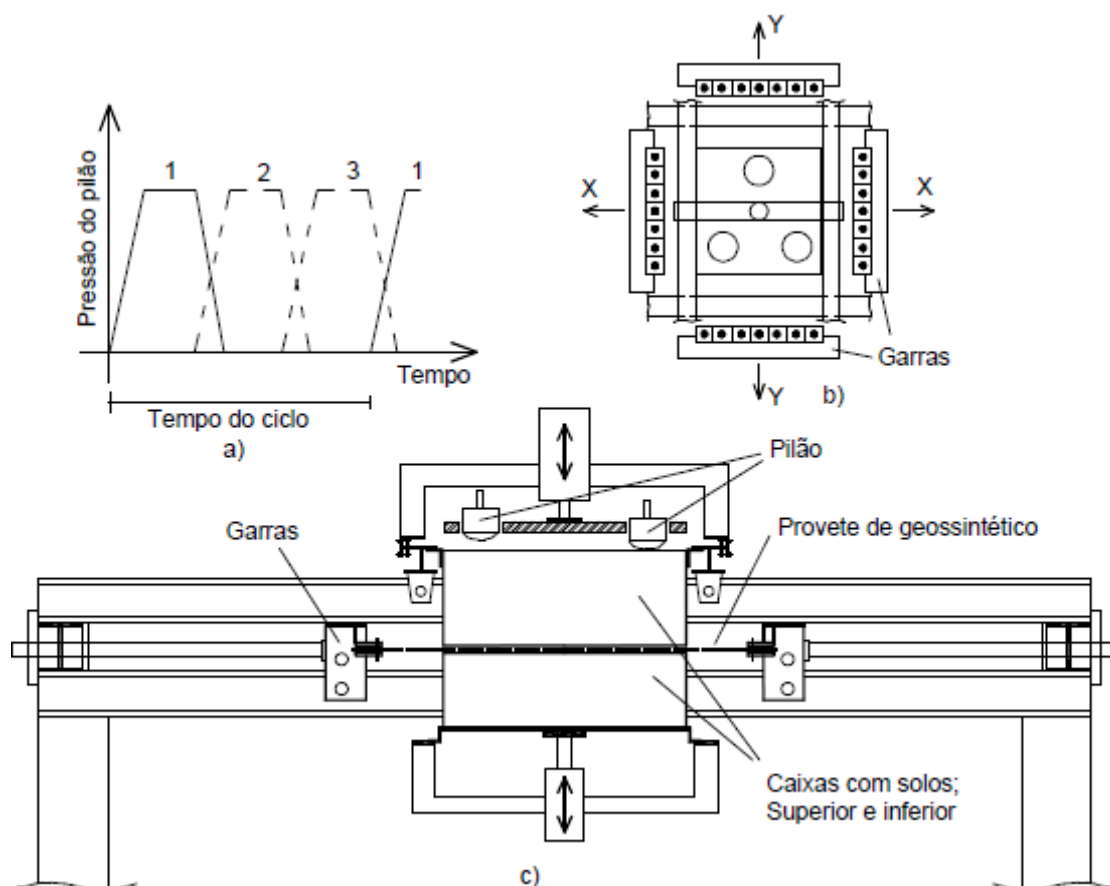


Figura 2.20 – Ensaio de carregamento dinâmico do sistema solo-geossintético (Bräu, 1990).

Paula (2003) descreve o equipamento e o ensaio da seguinte forma: o equipamento é constituído por uma estrutura (com cerca de 2,5m x 3,2m) onde é fixo o provete de geossintético. Por cima e por baixo do geossintético são colocadas duas caixas com solo (com 70cm x 70cm x 30cm) com posição ajustável de acordo com a espessura do geossintético. O solo que preenche totalmente a caixa inferior é, normalmente, do tipo silte, sendo o da caixa superior material granítico ou cascalho com dimensão máxima de 32mm. Nesta caixa a altura de solo varia de 10 a 15cm.

Começa-se por aplicar uma pré-carga estática de 40kN/m^2 na placa rígida engrenada à caixa superior. De seguida, sobre esta placa são colocadas três placas circulares com 15cm de diâmetro através das quais são feitos carregamentos cíclicos com variações no tempo (Figura 2.19a) de modo a simular com realismo a danificação induzida no sistema solo-geossintético pela acção progressiva dos pneus de equipamentos de construção.

Normalmente o carregamento cíclico é feito durante 30 segundos. O número de ciclos é na ordem dos 100 a 1000 para solos brandos, no entanto pode ser superior a 20000 para outros sistemas (mais firmes).

Após o ensaio, é feita a observação visual da danificação do geossintético e avaliadas as deformações plásticas do material; são também registados os rasgos e as perfurações iniciadas durante o ensaio. Finalmente, os geossintéticos são ensaiados à tracção-deformação e/ou outros ensaios de identificação para quantificação das alterações provocadas pelo ensaio.

2.3.1 Nota Final

Pinho Lopes (2006) conclui que a danificação durante a instalação em obra de geossintéticos pode induzir alterações significativas nas propriedades destes materiais, nomeadamente, nas suas características mecânicas. Por esta razão, no dimensionamento destes materiais é essencial considerar os efeitos deste agente de degradação, em particular, através de coeficientes de redução parciais adequados.

É prática comum aplicar um coeficiente de redução para geossintéticos com a função de reforço, definido com base em experiência de obra, às propriedades mecânicas do material, nomeadamente à resistência à tracção.

CAPÍTULO 3

ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS

3.1 Introdução

A inclusão de elementos resistentes na massa de solo é uma técnica antiga. Grandes templos religiosos da Babilônia, chamados Ziggurats, construídos entre 5000 e 2500 anos atrás, utilizavam mantas horizontais de junco e peças de bambu regularmente espaçadas para reforçar as camadas de aterro. Habitações primitivas do período pré-histórico empregavam argila, galhos e ramos de árvores como elementos de reforço. Diques de terra também eram construídos com peças de árvores inseridas no solo com o objectivo de aperfeiçoar a estabilidade (Mitchell e Villet, 1987, Elias *et al.*, 2001).

3.2 Conceito

A técnica do solo reforçado consiste em um procedimento construtivo que busca a melhoria das propriedades mecânicas do solo pela inclusão de elementos resistentes à tracção no solo (Dantas, 2004). Estes elementos podem ser, por exemplo, fitas metálicas, mantas de geotêxteis, geogrelhas, malhas de aço.

De acordo com Lopes (1992) a utilização do método de reforço de solos, melhora o comportamento global do maciço devido à transferência de esforços para os elementos resistentes.

De forma simples, pode considerar-se que uma estrutura de solo reforçado é constituída por três elementos: o solo, o reforço e a face. O solo geralmente é um solo granular mas a utilização de solos coesivos está a aumentar (Pinho Lopes, 2006). Os geossintéticos vieram substituir as fitas metálicas da função de reforço. A face tem funções construtivas, e, como já foi referido, impede a erosão superficial e ajuda a uniformizar o acabamento da estrutura.

Das aplicações de solo reforçado destacam-se: os muros de suporte, encontros de pontes, barragens, aterros, fundações, obras rodoviárias e ferroviárias.

3.3 Vantagens na Utilização de Geossintéticos como Reforço

A principal vantagem na utilização de geossintéticos em obras de solo reforçado é o baixo custo deste método quando comparado a outros métodos tradicionais. Um dos factores que torna rentável este método é o facto de se poder recorrer a solos locais, mesmo que estes sejam de fraca qualidade.

Este método além de vantagens económicas apresenta também vantagens técnicas. Exemplo disso são as estruturas mais íngremes e com menor volume de aterro compactado devido à inclusão de elementos sintéticos no aterro (Sieira, 2003). Este factor aliado ao processo construtivo simples e ao tempo de execução geralmente reduzido tornam o método bastante procurado e rentável.

A minimização dos impactes ambientais representa também um papel fundamental na utilização deste tipo de solução (Pinho Lopes, 2006). Devido aos diversos tipos de acabamento das faces, Figura 3.1, que determina a aparência final da estrutura, que pode ser, por exemplo, vegetação, betão projectado, geomantas, blocos pré-moldados, gabiões e pneus.



a)



b)



c)



d)



e)



f)

Figura 3.1 - Tipos de acabamento da face (adaptado de Sieira, 2003): a) vegetação; b) betão projectado; c) geomanta; d) blocos pré-moldados; e) gabiões; f) pneus

Mais detalhes sobre a técnica de reforço de solos podem ser encontrados em Cardoso (1987), Félix (1991), e mais recentemente em Dantas (2004), Becker (2006) e Ferreira (2007).

3.4 Princípios Gerais de Dimensionamento

Os solos geralmente apresentam uma elevada resistência a esforços de compressão, porém baixa resistência a esforços de tracção. Quando se carrega uma massa de solo verticalmente, ela sofre deformações verticais de compressão e deformações laterais de extensão (tracção). Caso a massa de solo esteja reforçada, os movimentos laterais são limitados devido à reduzida deformabilidade do reforço (Sieira, 2003). A diferença de comportamentos da deformação deve-se ao desenvolvimento de esforços de tracção no elemento de reforço. O solo tende a mover-se em relação ao reforço gerando tensões de corte na interface solo-reforço (Wheeler, 1996).

Abramento (1998) através de uma figura mostra o princípio básico do comportamento do solo reforçado (Figura 3.2).

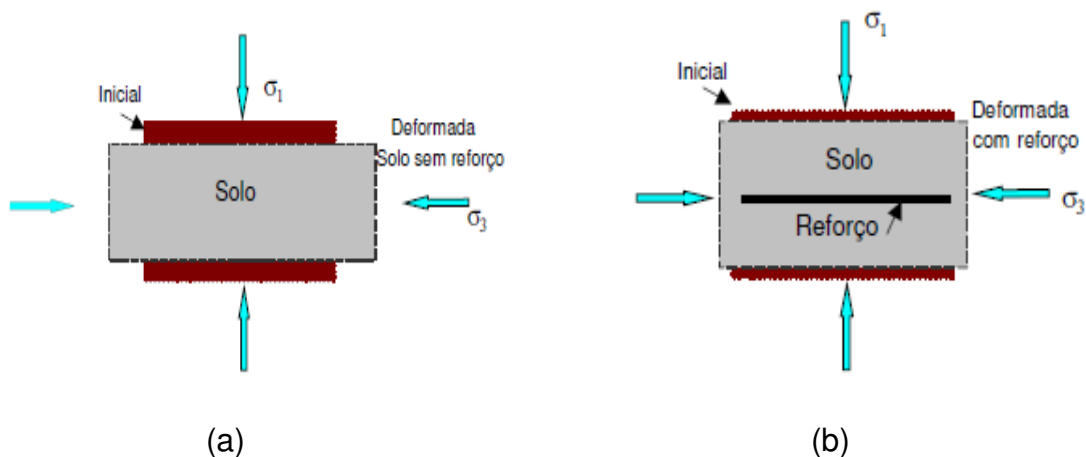


Figura 3.2 - Comportamento do solo reforçado: a) elemento de solo sem reforço; b) elemento de solo com reforço

As tensões de corte na interface são absorvidas pelo reforço, que é então traccionado, causando uma redistribuição das tensões no solo. Essa redistribuição de tensões gera uma parcela de confinamento interno, adicional ao confinamento externo já existente (Sieira, 2003).

Sawicki (2000) refere que o material compósito constituído pelo solo e pelos elementos de reforço só pode ser considerado como solo reforçado caso, quando solicitado, induza tensões de tracção no reforço e, associadas a estas, tensões de compressão adicionais no solo.

O dimensionamento de estruturas de solo reforçado com geossintéticos, deve ter como base os princípios descritos nos Eurocódigos 1 e 7. As estruturas devem ser calculadas para que sejam verificados estados limites últimos e estados limites de utilização, referentes à sua estabilidade externa e interna (Pinho Lopes (2006)). Na avaliação da estabilidade externa considera-se o comportamento do conjunto similar a um bloco rígido. Calcula-se a segurança do bloco rígido através dos métodos tradicionais de geotecnia: estabilidade global, capacidade de carga, escorregamento da base e assentamento da estrutura (Figura 3.3). Na avaliação da estabilidade interna tem-se que considerar o comportamento interno da estrutura, as tensões interiores, a disposição e o comportamento dos reforços, as propriedades do solo.

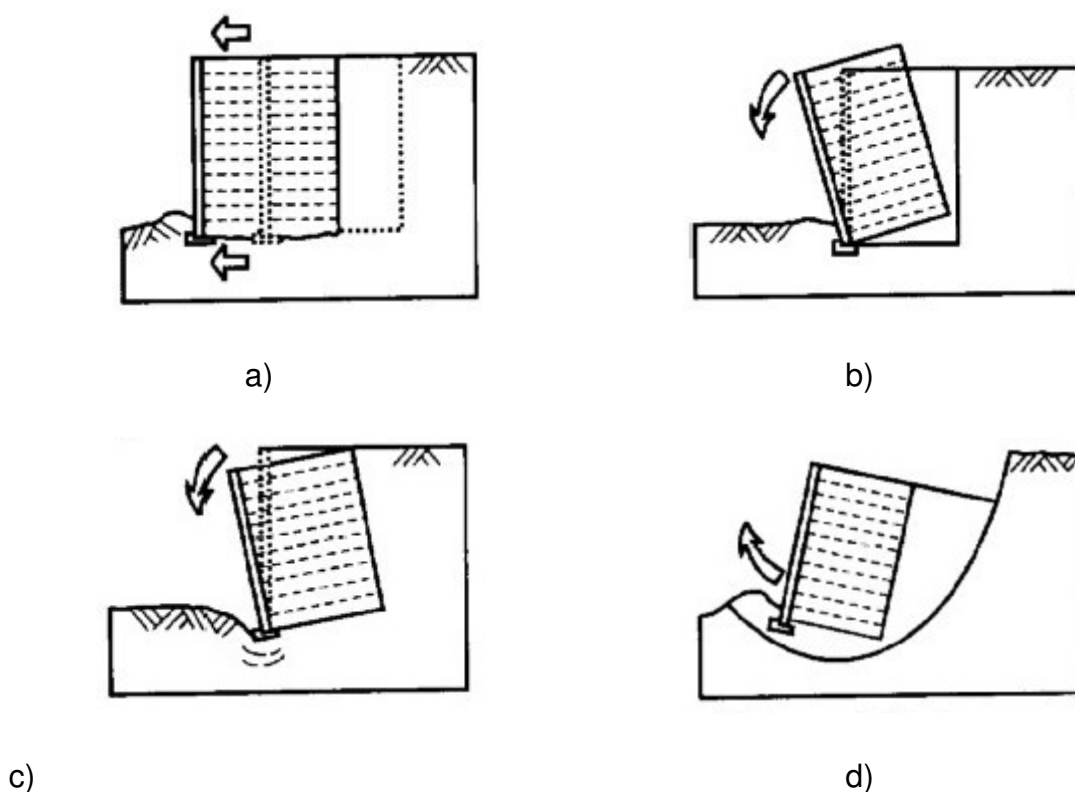


Figura 3.3 – Mecanismos de ruptura externa (adaptado Penman e Austin, 1998): a) escorregamento pela base; b) derrubamento; c) capacidade de carga do solo de fundação; d) estabilidade global

Nestes dois tipos de análise de estabilidade é essencial (Sawicki, 2000):

- conhecer a mecânica dos constituintes do solo reforçado e as suas propriedades (mecânica dos solos e mecânica dos materiais);

- elaborar descrições mecânicas do solo reforçado enquanto material de construção; caso a malha de reforços seja suficientemente densa, considerando o solo reforçado como um material compósito macroscopicamente homogêneo (cujas propriedades dependem das propriedades dos elementos constituintes, das suas quantidades relativas e da sua distribuição geométrica) ou, em alternativa, admitindo que a massa de solo reforçada é um material não homogêneo, em que cada componente é considerado separadamente;

- e analisar estruturas em solo reforçado, para avaliar as tensões e deformações existentes, a sua capacidade de carga, a fluência, etc.

Floss (2004) refere que a estabilidade interna deste tipo de estruturas é regida pelos mecanismos de interacção solo-reforço que ocorre por atrito ou adesão. No que se refere a esta interacção, o estado limite último pode ocorrer por rotura do reforço ou rotura na interface entre solo e reforço. A resistência da interface solo-reforço é necessária para o dimensionamento e pode ser quantificada através do coeficiente de corte directo e pelo coeficiente de adesão (resistência ao arranque).

3.5 Sistemas de solo reforçado com geossintéticos

McGown (2000) distingue em dois tipos os sistemas de solo reforçado com geossintéticos: estruturas de solo e estruturas de suporte de cargas.

As estruturas de solo incluem nomeadamente os muros de suporte, os taludes e os aterros sobre solos moles, e nestas estruturas dominam as solicitações permanentes devidas ao peso próprio, não sendo, em regra relevante, as sobrecargas que as solicitam. Nas estruturas de suporte de cargas, que engloba estradas, pavimentadas ou não, os balastros dos caminhos ferroviários, etc., passa-se o inverso: as sobrecargas de utilização são mais importantes que as solicitações permanentes.

No Quadro 3.1 estão identificados os diferentes tipos de estruturas e a classe a que pertencem. Estas estruturas estão classificadas segundo:

- a) Localização do reforço;
- b) Tipo de estrutura;
- c) Tipo de aplicação;
- d) Tipo de solicitação.

Quadro 3.1 – Classificação de estruturas de solo reforçado (adaptado de Lopes, 1992).

Localização do Reforço	Tipo de Estrutura	Aplicações Típicas	Solicitação		Classe
Interna	Taludes Reforçados	Aterros Reparação de deslizamentos de terras Escavações Barragens, diques e paredões	Essencialmente solicitações estáticas	Essencialmente cargas distribuídas (Peso próprio)	Estruturas de Terra
	Muros Reforçados	Muros de suporte Encontros de pontes Barreiras (para ruído, etc) Abrigos militares e muros de segurança Barragens, diques e paredões Muros de ligação			
	Camadas de solo em vertentes	Revestimento com camadas de argila Protecção com terras			
Interface	Aterros sobre solos	Aterros Barragens, diques e	Essencialmente cargas concentradas	Essencialmente cargas concentradas	
Interna / Interface	Camadas de solo sobre fundações não uniformes	Primeira camada de construção em obras de terra Camada de argila sobre solos não uniformes Protecção de desperdícios com camadas de argila Estradas sobre solos não uniformes			
	Áreas de suporte de cargas	Estaleiros de equipamento de construção Fundações de edifícios Acessos para veículos Parques de estacionamento Parques de contentores	Solicitações estáticas e/ou dinâmicas		
Interface	Estradas não pavimentadas sobre fundações moles	Estradas de acesso Estradas de transporte por arrastamento Primeira camada de construção em obras de terra	Solicitações essencialmente dinâmicas (tráfego)		Estruturas de suporte de cargas
Interna	Pavimentos Flexíveis	Estradas pavimentadas Estaleiros de armazenagem industrial Parques de estacionamento Estradas não pavimentadas com reduzido volume de tráfego			
	Reforço de balastro	Vias de caminho de ferro			

Nos muros de suporte e nos taludes o reforço deve manter a estabilidade da estrutura ao longo da vida útil desta, no caso de aterros sobre solos moles o reforço só é necessário para garantir a estabilidade durante o período crítico de construção e durante

a consolidação subsequente da fundação. Deste modo, assim que a resistência do solo de fundação aumenta, o reforço deixa de ser necessário para garantir a estabilidade (Jewell, 1996).

Nas estruturas de suporte de cargas, as solicitações são variadas e repetem-se ao longo do tempo, por isso, é necessária uma boa resposta do reforço.

3.6 Tipos de geossintéticos usados como elementos de reforço

Os geossintéticos são muito utilizados como materiais de reforço e vieram substituir os reforços metálicos. Os geossintéticos tem a vantagem de serem produtos relativamente económicos e leves e, apresentam largas gamas de módulos de deformabilidade e de resistência à tracção. Na Figura 3.4 ilustram-se as propriedades mecânicas dos geotêxteis e das geogrelhas, bons materiais de reforço.

Segundo Lopes (1992) a escolha do geossintético para uma estrutura deve satisfazer os seguintes critérios:

- resistência a tracção adequada in situ;
- interacção solo-reforço apropriada;
- extensibilidade limitada a curto prazo;
- extensibilidade e fluência limitadas a longo prazo;
- resistência adequada à degradação
- viabilidade económica.



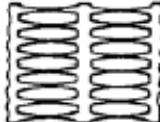
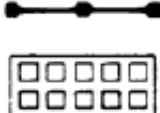
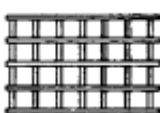
		PROPRIEDADES MECÂNICAS		
		Módulo de deformabilidade secante ($\epsilon = 10\%$) (kN/m)	Resistência à tracção (kN/m)	
GEOTÊXTIL	 Não tecido	2-90	4-35	
	 Tecido	50-1000	15-350	
GEOGRELHAS	<div>  <div>15 - 100 mm</div> </div> <div>  <div>5 - 50 mm</div> </div> <div>  <div>5 - 50 mm</div> </div>	<div>Extrusão</div> <div>Perfuração</div> <div>Barras soldadas</div>	50-700	9-90

Figura 3.4 – Tipos e propriedades mecânicas de geotêxteis e geogrelhas (Schlosser e Delage, 1987).

As geogrelhas são o produto polimérico corrente na aplicação de reforço de solos, devido às suas características mecânicas, resistência à tracção e rigidez adequada, bem como interacção solo-reforço eficaz.

Os geotêxteis, apesar de apresentarem baixo custo, facilidade de manuseamento e transporte, propriedades drenantes, e permitem a utilização de materiais fracos, apresentam elevada deformabilidade que condiciona a sua utilização.

3.7 Solo reforçado com geossintéticos

A utilização de geossintéticos em solo reforçado abrange várias aplicações das quais se destacam: o reforço da base de aterros construídos sobre solos moles; o aumento da estabilidade de taludes inclinados; e a redução das pressões de terras aplicadas a muros de suporte e encontros de pontes e viadutos. Existem outras aplicações em que o geossintético é eficaz, como no reforço de redes viárias e ferroviárias, reforço de taludes naturais, estabilizações de grandes superfícies (Pinho Lopes, 2006).

A descrição destas aplicações e os processos construtivos podem ser encontradas em português, por exemplo, em: Lopes (1992), Ladeira (1995), Sieira (2003), Silvano (2004), Pinho Lopes (1998 e 2006), Ferreira (2007). De uma forma breve vão ser referidas algumas destas aplicações que se encontram mais detalhadas em Pinho Lopes (2006).

3.7.1 Aterros reforçados na base com geossintéticos

É prática corrente reforçar a base de aterros construídos sobre solos moles com geossintéticos. Segundo Pinho Lopes (2006) estas estruturas dividem-se em dois tipos: aterros sobre solos moles e aterros sobre solos moles melhorados.

Nas estruturas de aterros sobre solos moles, como o nome indica, o solo é fraco e não possui na maioria das vezes a resistência adequada para as solicitações que vai sofrer. O reforço é usado para aumentar a capacidade de carga do material sobre o qual vai ser construído o aterro (Figura 3.5).

Floss (2004) refere que para evitar o deslizamento lateral do aterro é comum colocar um geossintético na interface entre o material de fundação e o material de aterro. O reforço resiste às tensões de corte dirigidas para o exterior e transmite à superfície do solo mole uma tensão de corte dirigida para o interior, devida à adesão e à sua rigidez.

Na Figura 3.6 estão representados os modos de rotura possíveis e a considerar na análise de estabilidade da estrutura. Segundo Pinho Lopes (2006), as roturas por deslizamento lateral podem ser evitadas caso se desenvolva resistência ao corte adequada na interface entre a base do aterro e o reforço.

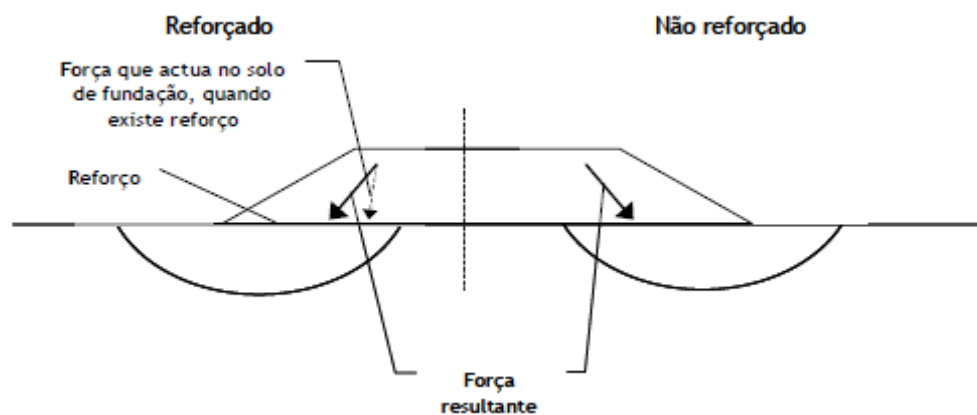


Figura 3.5 – Efeito do reforço na base de um aterro sobre solos moles (Rogbeck *et al*, 2002).

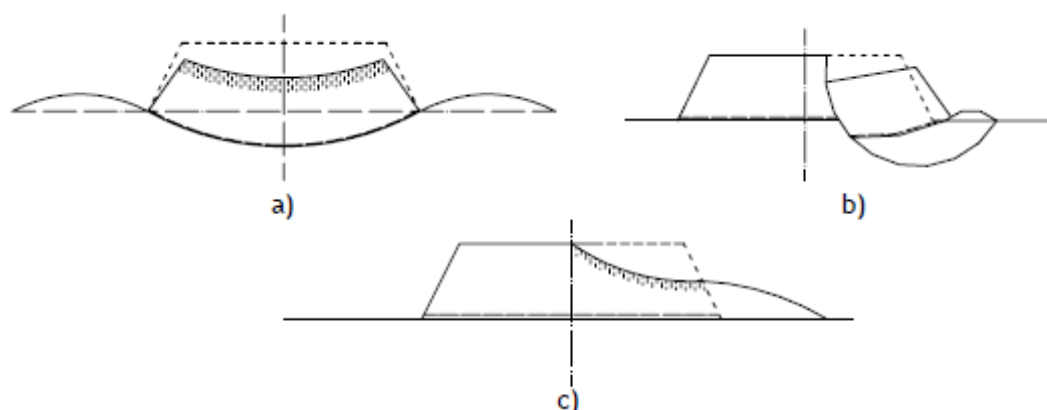


Figura 3.6 – Modos de rotura de um aterro sobre solos moles: a) rotura por punção dos solos de fundação; b) rotura por deslizamento geral; c) rotura por deslizamento lateral do aterro (Holtz, 2001).

Além dos mecanismos referidos é ainda necessário limitar as deformações nos geossintéticos, para que os deslocamentos existentes sejam compatíveis com o desempenho adequado da estrutura. A utilização destes tipos de estruturas é feita sobretudo na construção de aterros de vias rodó e ferroviárias sobre solos moles.

No caso de aterros sobre solos moles melhorados é vulgar a estrutura ser constituída por um reforço da base do aterro com geossintéticos e fundação do mesmo sobre estacas. Esta solução é utilizada para controlar a estabilidade e os assentamentos iniciais, bem como os assentamentos diferenciais do aterro (Pinho Lopes, 2006).

3.7.2 Aterros e muros de suporte reforçados com geossintéticos

3.7.2.1 Classificação das estruturas

Nos muros de suporte reforçados com geossintéticos, o reforço transfere cargas do solo impostas pelo material de aterro, sobrecargas e cargas exteriores.

Jewell (1996) distingue três tipos de estruturas de solo reforçado com geossintético (Figura 3.7), o elemento que as diferencia é a sua inclinação: aterros muito inclinados (“steep slopes”), aterros com inclinação reduzida (aterros “clay side”), e muros de suporte.

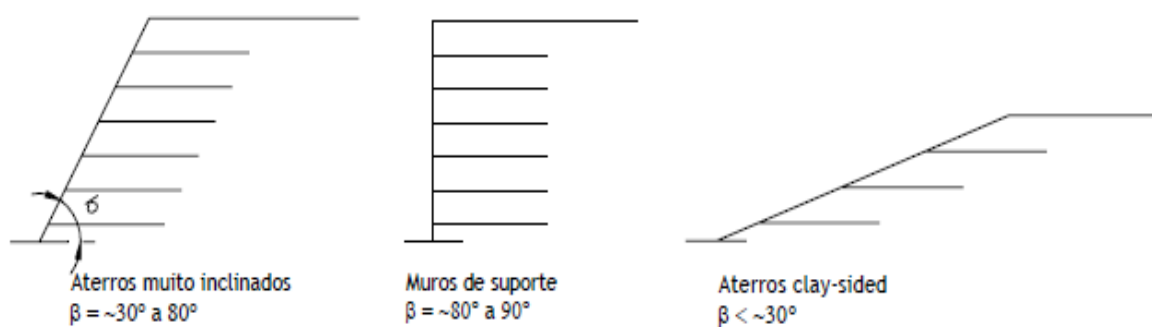


Figura 3.7 – Estruturas de estruturas de suporte reforçados com geossintéticos (Jewell, 1996).

3.7.2.2 Faces dos aterros e muros de suporte

A EN 14475: 2006, Execution of special geotechnical Works. Reinforced fill, classifica estas estruturas de suporte, e segundo a sua inclinação define a necessidade de existirem elementos de face, de forma a conter material de aterro entre as camadas de reforço.

Como já foi referido existem várias soluções para realizar a face da estrutura, (elementos metálicos, gabiões, redes de aço, etc.), mas cada tipo de face tem um processo construtivo associado. Gourc (1996) distingue quatro processos construtivos para estruturas com face vertical (válidos também para faces inclinadas). Essa distinção é feita no tipo de face e no seu método de construção (Figura 3.8).

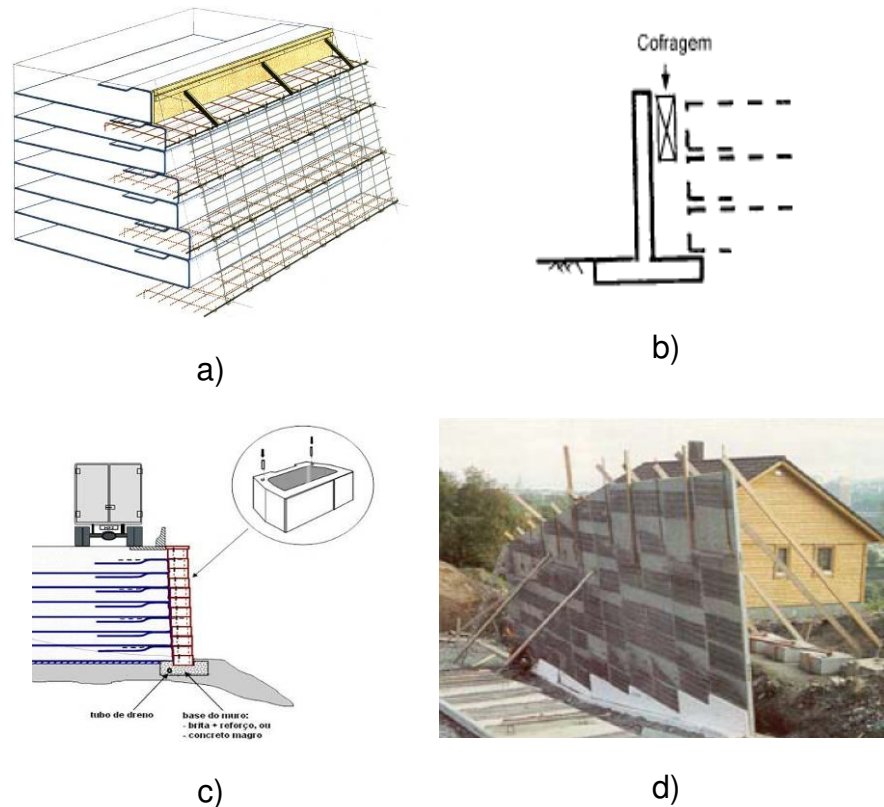


Figura 3.8 – Quatro métodos de construção distintos para estruturas reforçadas: a) com cofragem, MPZ (2008); b) cofragem entre muro e solo, Gourc (1996) c) com elementos de betão, MPZ (2008); d) sistema de escoramento, IGS- Mini Lectures.Gourc.

Pinho Lopes (2006) descreve de forma sucinta os quatro processos.

No processo A (Figura 3.8a), designado por “processo básico”, a face é formada pelo geossintético. Neste processo, cada camada de material de aterro é colocada por meio de cofragens individuais que formam ângulos rectos; o exterior da face deverá ser protegido, devido ao efeito das radiações ultravioletas sobre os geossintéticos. A face é realizada dobrando os geossintéticos que formam as várias camadas de reforço.

O processo B (Figura 3.8b), caracteriza-se por haver uma cofragem fixa (uma parede pré-fabricada ou um muro de suporte antigo), contudo, no final da construção, não há qualquer contacto entre o solo reforçado com geossintéticos e a estrutura referida.

O processo C (Figura 3.8c) caracteriza-se pela utilização de uma parede segmentada. Neste caso, a face é constituída por elementos de betão, “recipientes” com solo granular, por exemplo, que funcionam como cofragem durante a compactação das camadas de solo.

Por último refere-se o processo D (Figura 3.8d), em que a parede é construída na sua totalidade e é escorada até que se completem os trabalhos de construção. O sistema de apoio externo é, então, retirado e os geossintéticos substituem as escoras na estabilização da estrutura.

3.7.2.3 Mecanismos e características da interacção

Em muros de suporte e aterros de grande inclinação é usual definir uma zona activa e uma zona passiva da massa de solo reforçado (Pinho Lopes, 2006).

Na zona activa, junto à face do muro ou aterro, as cargas são transferidas do solo para o reforço. O reforço para garantir a estabilidade da estrutura transfere estas cargas para a zona passiva, que é tida como estável e resistente (Figura 3.9 e Figura 3.10).

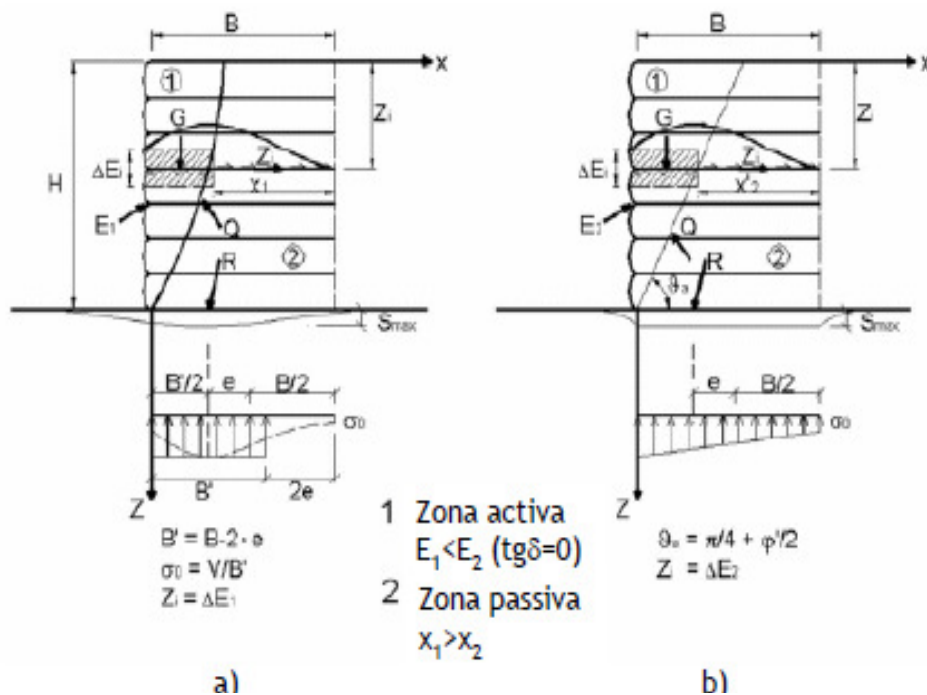


Figura 3.9 – Muro de suporte reforçado com geossintéticos: a) muro deformável; b) corpo rígido (Floss, 2004).

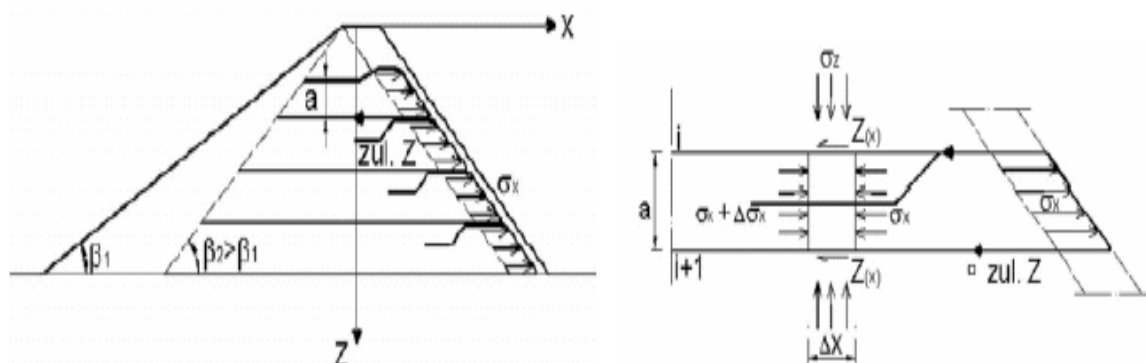


Figura 3.10 – Aterro inclinado reforçado com geossintéticos – forças de interacção para os estados limites (Floss, 2004).

3.7.2.4 Dimensionamento

O dimensionamento de aterros e muros de suporte reforçados com geossintéticos implica a verificação aos estados limites e de utilização, tanto em termos de equilíbrio interno como externo (Figura 3.11).

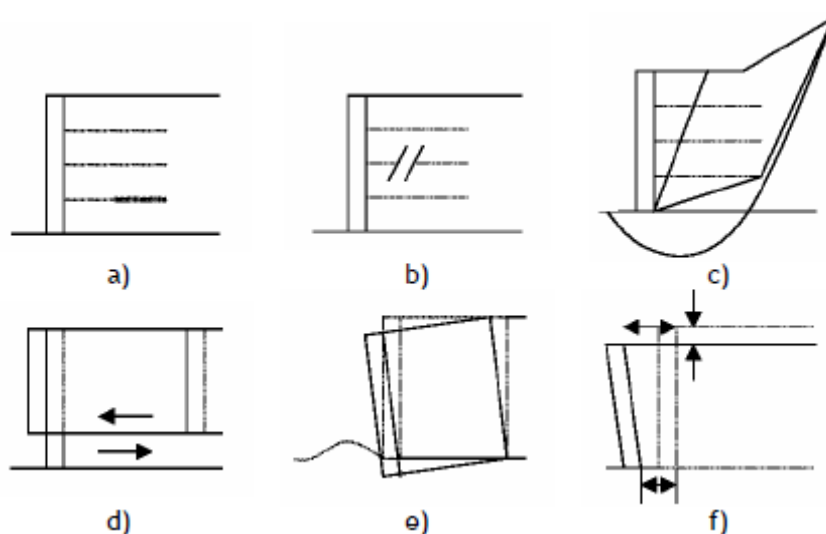


Figura 3.11 – Modos de rotura em aterros e muros de suporte reforçados com geossintéticos: a) arranque dos reforços; b) resistência à tracção dos reforços; c) estabilidade interna ou global; d) escorregamento; e) capacidade de carga; f) assentamentos ou deslocamentos excessivos (Rogbeck *et al*, 2002).

Nos aterros inclinados reforçados com geossintéticos, o equilíbrio interno determina as tensões máximas que condicionam a resistência e o espaçamento entre reforços. Existem vários métodos analíticos para determinação destas características, o mais comum é o método das cunhas.

Nos muros de suporte reforçados com geossintéticos, é usual realizar as análises referentes aos estados limites, verificando a estabilidade interna seguida da análise do equilíbrio global e externo. O método referente aos estados limites supõe a estrutura em situação de colapso iminente e total mobilização da resistência ao corte do solo. Determina-se inicialmente o comprimento da inclusão necessário para garantir a estabilidade do sistema, de forma que atenda aos mecanismos clássicos de rotura, apresentados na Figura 3.11.

Determinado o comprimento do reforço, efectua-se a verificação quanto ao arranque e à rotura do reforço. Para esta análise, deve-se determinar o comprimento de ancoragem na zona resistente do maciço.

O mecanismo de rotura mais usual consiste em assumir a condição de rotura sugerida por Rankine, em que o plano de rotura forma um ângulo de $45^\circ + \phi/2$ com o plano horizontal, dividindo a estrutura em uma zona activa e outra passiva ("resistente"). A Figura 3.12 apresenta a superfície de rotura prevista por Rankine.

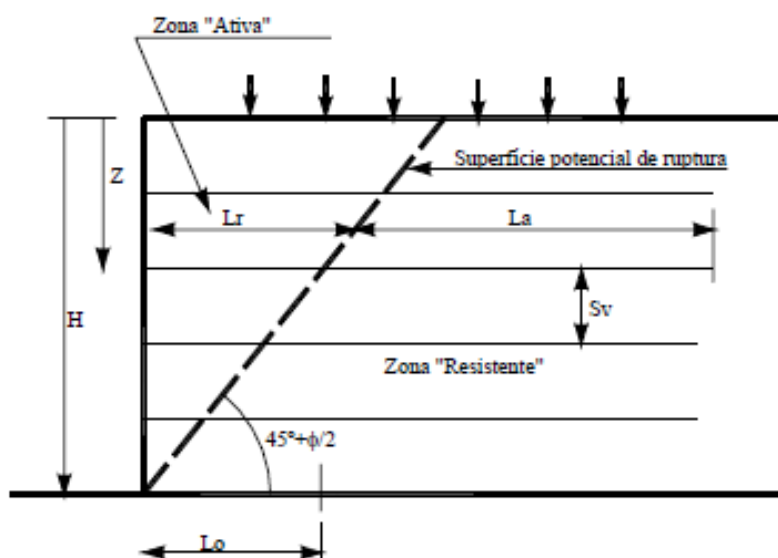


Figura 3.12 – Superfície de rotura idealizada por Rankine. Comprimento das zonas activas e passivas (adaptado de Kakuda, 2005)

Na Figura 3.13 está representada a sequência de cálculo para o dimensionamento de muros de suporte reforçados com geossintéticos proposta por Jewell (1996).

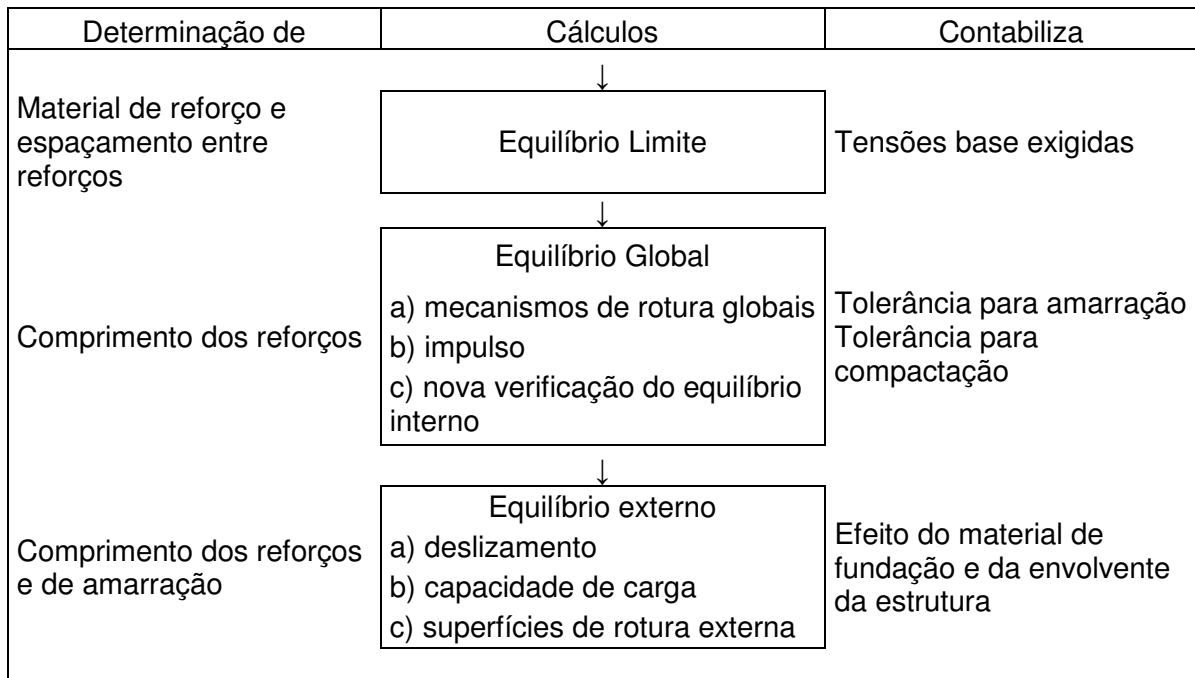


Figura 3.13 - Sequência de cálculo para o dimensionamento de muros de suporte reforçados com geossintéticos (Jewell, 1996).

3.1.1. Pavimentos reforçados na base

Os geossintéticos, em especial as geogrelhas, podem ser utilizados no reforço de base de pavimentos. A inclusão de geossintéticos em pavimentos proporciona melhorias no seu desempenho, reduz a espessura das camadas granulares e aumenta a vida útil do projecto (Klein *et al.*, 2003; Miura, 1990).

Vários autores chegaram a valores de vida útil de projectos três vezes superiores se comparada com projectos sem utilização de reforço de base e, em termos de espessuras de agregado, levaram à redução de 20 a 50%, devido ao uso do geossintético. O emprego de geossintéticos, em particular as geogrelhas geram um aumento na capacidade estrutural da camada granular. A Figura 3.14 mostra os mecanismos envolventes na região de interface solo-agregado.

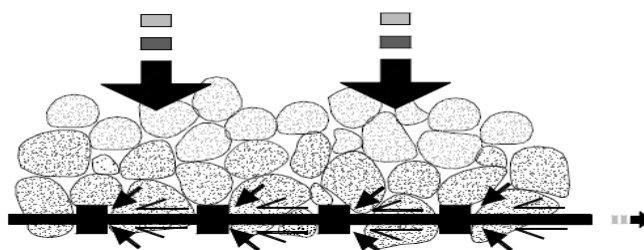


Figura 3.14 – Detalhe da região de interface geogrelha-base de pavimento (Kakuda, 2005).

3.8 Comportamento fundamental dos solos reforçados

3.8.1 Introdução

Nos sistemas de reforço, como foi referido o material reforçado constitui um novo material, um material compósito. Estes sistemas são constituídos por múltiplas inclusões dispostas regularmente e em que a interacção solo-reforços é mobilizada em toda a área de contacto daqueles elementos com o solo envolvente.

O comportamento do solo reforçado, ou do material compósito, depende das características mecânicas dos materiais constituintes (solo e reforço), da interacção entre eles, da forma, número e disposição dos reforços, do processo construtivo, etc. O Quadro 3.2 mostra os principais factores que estão directa ou indirectamente envolvidos no comportamento das estruturas de contenção em solo reforçado.

Quadro 3.2 – Factores que influenciam o comportamento das estruturas (adaptado de Benjamim, 2006).

Propriedades dos Reforços	Distribuição dos Reforços	Construção
composição polimérica processo de fabricação rigidez durabilidade	densidade comprimento dos reforços posição orientação	método construtivo método de compactação conexão do reforço na face tipo de face
Tipo de solo	Estado do Solo	Propriedades da estrutura
granulometria forma das partículas durabilidade disponibilidade	peso específico estado das tensões grau de saturação permeabilidade	geometria estética vida útil

A resistência ao corte do solo reforçado depende da resistência ao corte mobilizada no solo e das tensões de tracção mobilizadas nos reforços, sendo os valores relativos dessas resistências dependentes das características de deformação do solo e do reforço. Por outro lado, as tensões de tracção mobilizadas nos reforços dependem das suas propriedades de força-extensão e, para evitar a rotura, a tensão de tracção máxima mobilizada não deve exceder a resistência ao arranque do reforço (Pinho Lopes, 2006).

A eficácia da transferência das tensões de tracção do solo para o reforço, e logo, todo o comportamento do sistema de solo reforçado depende da interacção solo-reforço. O que torna este parâmetro muito importante na avaliação do comportamento do solo reforçado.

A avaliação do comportamento destes materiais pode ser realizada em laboratório, recorrendo a amostras representativas do material compósito (Schlosser *et al.*, 1983). Normalmente as amostras são preparadas em laboratório, sendo constituídas por camadas de solo (na maioria dos casos o solo é arenoso) separadas por lâminas ou malhas do material de reforço (Ladeira, 1995).

Através de investigações laboratoriais, diversos autores têm procurado identificar as características que influenciam o comportamento do solo reforçado. Recentemente, em Portugal, têm sido desenvolvidos trabalhos relativos ao reforço de solos com geossintéticos e ao estudo da resistência das interfaces entre esses materiais (Ladeira, 1995; Pinho Lopes, 1998; Costa Lopes, 2001; Silvano, 2004, Pinho Lopes, 2006; Vieira (2008)).

O comportamento do solo reforçado com elementos metálicos e com materiais sintéticos é substancialmente diferente, devido às diferentes características de deformabilidade destes tipos de inclusões (Pinho Lopes, 2006). Cardoso (1987) e Lopes (1992) fazem comparações exaustivas, com base em resultados experimentais publicados na bibliografia, entre os dois tipos de comportamento referidos.

3.8.2 Comportamento dos solos granulares

O solo ideal, para estruturas em solo reforçado com geossintéticos, deve ser granular, com baixo teor de finos e bem graduado. A preferência por solos com ângulos de atrito interno elevados deve-se ao facto de que, quanto menor o ângulo de atrito interno do solo reforçado, maior será o esforço horizontal a ser resistido pelos reforços e menor será o atrito de interface com o reforço.

A resistência e rigidez dos solos granulares são extremamente dependentes do seu índice de compacidade. Os solos densos são mais rígidos e resistentes que os solos soltos devido ao maior imbricamento dos grãos.

Lopes (2002) refere que, durante o processo de corte, as forças mobilizadas devido ao rearranjo dos grãos são mais elevadas nos solos densos; por outro lado, as forças de atrito intergranular são praticamente independentes do índice de compacidade do solo. Quando o processo de corte se inicia, o índice de vazios dos solos densos é inferior ao crítico, induzindo as tensões de corte aumento de volume e de resistência do solo, enquanto o índice de vazios dos solos soltos é maior do que o crítico e as tensões de corte induzem reduções de volume.

Para além do índice de compacidade existem outros parâmetros que podem influenciar o comportamento dos solos granulares, tais como: a tensão de confinamento, a forma dos grãos e a curva granulométrica (Ladeira, 1995).

A tensão de confinamento condiciona a resistência dos solos granulares na medida em que o índice de vazios crítico diminui com o aumento da tensão.

A forma dos grãos e a distribuição granulométrica destes influencia o índice de compacidade do solo, já que arranjos mais soltos ou mais densos são determinados por estes dois parâmetros. Apesar de a dimensão dos grãos não ter um papel determinante no comportamento dos solos granulares, é da maior importância no que se refere à interacção solo-geossintético, especialmente quando o geossintético é uma geogrelha.

As características do comportamento dos solos granulares não se alteram quando reforçado, contudo, a sua resistência aumenta com a presença dos reforços (Figura 3.15), especialmente, quando estes são colocados na direcção das deformações de tracção do solo, permitindo assim o desenvolvimento de tensões de tracção nos reforços (McGown *et al.*, 1978).

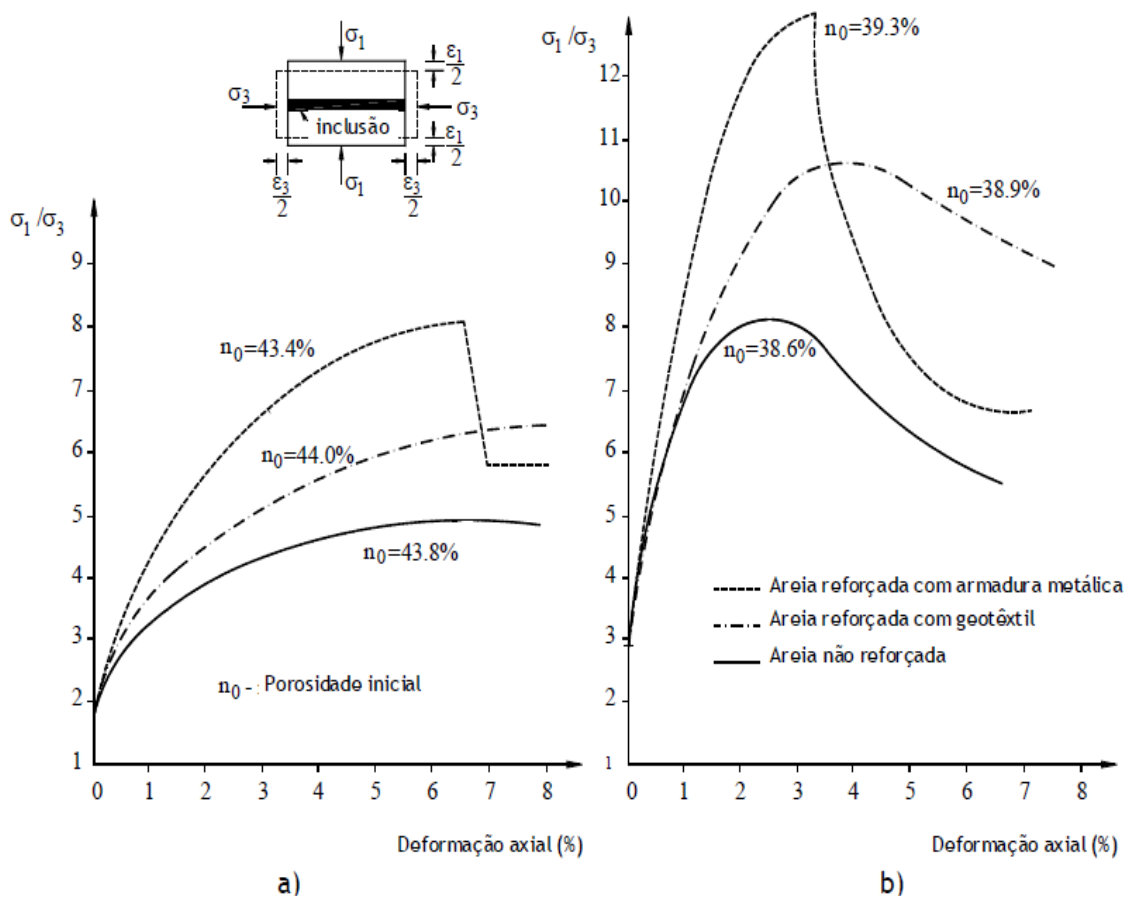


Figura 3.15 – Curvas tensão-deformação da areia reforçada: a) areia solta; b) areia densa (adaptado de McGown e tal., 1978)

É visível a diferença entre o comportamento de um solo reforçado e de um não reforçado. É visível também a influência do grau de compactação (analisando os valores de porosidade) na configuração das curvas obtidas nos ensaios, sendo a introdução do reforço tanto mais eficaz quanto maior o grau de compactação (Silvano, 2004).

3.8.3 Mecanismos de interacção solo-geossintético

Nos sistemas de solo reforçado podem ser identificados três mecanismos de interacção: atrito lateral ao longo do reforço; atrito solo-solo; e impulso passivo nas barras transversais do reforço. O atrito lateral é o único mecanismo presente nos geotêxteis e tiras. No caso das geogrelhas deve ser também considerado o impulso passivo nas barras transversais do reforço (Figura 3.16) e, no caso de ocorrência de movimento relativo no solo ao longo das aberturas da geogrelha, o atrito solo-solo (Pinho Lopes, 2006).



Figura 3.16 – Mecanismos de interacção solo-geogrelha: a) atrito lateral ao longo do reforço; b) impulso passivo nas barras transversais da grelha (Jewell *et al.*, 1984)

Dois movimentos relativos podem ser responsáveis pela mobilização de resistência nas interfaces solo-reforço (Lopes, 2002):

1. – o reforço permanece solidário com parte do solo envolvente, pelo que a resistência da interface é mobilizada pelo deslizamento da restante massa de solo relativamente ao reforço (corte directo);
2. – o reforço move-se em relação ao solo envolvente (arranque).

No primeiro caso, quando a resistência ao corte da interface solo-reforço é ultrapassada, a rotura dá-se por corte directo, enquanto, no segundo caso, a rotura ocorre por arranque. Para cada um dos casos o coeficiente de resistência da interface solo-reforço, f , tem uma definição diferente.

A seguinte abordagem teórica dos fenómenos de interacção entre o solo e o reforço segue de perto o exposto por Lopes (1992), Silvano (2004) e Pinho Lopes (2006).

A resistência ao corte na interface solo-geossintético, T , pode ser definida, de maneira geral, como:

$$T = 2 \cdot b \cdot l \cdot \sigma'_n \cdot f \cdot \tan \phi' \quad (3.1)$$

em que $0 < f < 1$, sendo:

f - Coeficiente de resistência da interface solo-geossintético;

ϕ' - Ângulo de atrito do solo em termos de tensões efectivas;

σ'_n - Tensão normal efectiva na interface;

b - Largura do reforço;

l - Comprimento do reforço.

A principal dificuldade reside na determinação do coeficiente de resistência nas interfaces solo-geossintético, f , uma vez que é avaliado consoante o mecanismo de interacção mobilizado na interface solo-geossintético e o movimento relativo que ocorre na mesma interface. Se o único mecanismo mobilizado é o atrito lateral, como no caso dos *geotêxteis*, f é próximo, senão idêntico, para os movimentos de corte directo, f_{cd} , e de arranque, f_{ar} , (Jewell, 1996), pelo que pode ser obtido da seguinte forma (em que δ é o ângulo de atrito na interface solo-geossintético):

$$f = f_{cd} = f_{ar} = \frac{tg \delta}{tg \phi} \quad (3.2)$$

Quando os reforços são geogrelhas e o movimento é de corte directo, a resistência ao corte na interface solo-geossintético é a soma de duas parcelas devido:

Ao mecanismo de atrito lateral, T_s ;

Ao mecanismo de atrito solo-solo, $T_{s/s}$.

Em que, para este tipo de movimento a contribuição do mecanismo de mobilização do impulso passivo nas barras transversais das geogrelhas é considerado desprezável.

Temos então:

$$T = T_s + T_{s/s} \quad (3.3)$$

Onde,

$$T_s = 2 \cdot \alpha_s \cdot b \cdot l \cdot \sigma'_n \cdot tg \delta \quad (3.4)$$

$$T_{s/s} = 2 \cdot (1 - \alpha_s) \cdot b \cdot l \cdot \sigma'_n \cdot tg \phi \quad (3.5)$$

Sendo α_s a fracção sólida da área superficial da geogrelha (Figura 3.17).

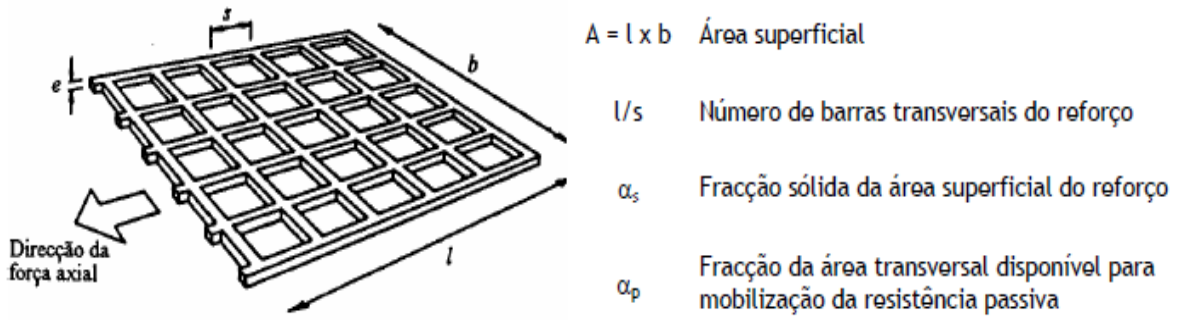


Figura 3.17 – Geometria de uma geogrelha (adaptado de Jewell *et al.*, 1984)

Assim sendo, a expressão teórica para a determinação do coeficiente de resistência para este movimento vem:

$$2 \cdot b \cdot l \cdot \sigma'_n \cdot f_{cd} \cdot \operatorname{tg} \phi' = 2 \cdot \alpha_s \cdot b \cdot l \cdot \sigma'_n \cdot \operatorname{tg} \delta + 2 \cdot (1 - \alpha_s) \cdot b \cdot l \cdot \sigma'_n \cdot \operatorname{tg} \phi' \quad (3.6)$$

Resolvendo a equação em ordem a f_{cd} obtém-se:

$$f_{cd} = \alpha_s \cdot \frac{\operatorname{tg} \delta}{\operatorname{tg} \phi'} + (1 - \alpha_s) \quad (3.7)$$

Para o movimento de arranque a resistência ao corte pode ser traduzida pela soma das seguintes parcelas:

$$T = T_s + T_p \quad (3.8)$$

Onde T_s é dado pela equação Equação 3.6 e T_p é:

$$T_p = \left(\frac{l}{s} \right) \cdot \alpha_p \cdot b \cdot e \cdot \sigma'_p \quad (3.9)$$

Onde:

s - Distância entre barras transversais da geogrelha;

α_p - Fracção da largura da geogrelha disponível para mobilização da resistência passiva;

b - Espessura das barras transversais da geogrelha;

σ'_p - Tensão passiva efectiva mobilizada nas barras transversais.

Fazendo um sistema das equações 3.1, 3.4, 3.8 e 3.9 chega-se à definição do coeficiente de resistência para o movimento de arranque. Para temos então:

$$f = f_{ar} = \alpha_s \cdot \left(\frac{tg \delta}{tg \phi'} \right) + \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} \right) \cdot \left(\frac{\alpha_p \cdot b}{s} \right) \cdot \left(\frac{1}{2 \cdot tg \phi'} \right) \quad (3.10)$$

Se $\alpha_s = 1$, inexistência de aberturas e, $\alpha_p = 0$, indica que não existe largura disponível para se desenvolver impulso passivo, as Equações 3.2 e 3.10 tornam-se iguais e representam o coeficiente de arranque de interfaces solo-reforço quando o único mecanismo de interacção mobilizado é o atrito lateral, tal como acontece nos geotêxteis. Caso na interface solo-reforço ocorram ambos os movimentos (de corte directo e de arranque) o coeficiente da interface a considerar será o valor mínimo entre o coeficiente de corte directo e o de arranque. No entanto, na definição do coeficiente da interface é fundamental considerar qual o movimento que se inicia primeiro, em especial no caso de solos densos (Pinho Lopes, 2006).

Segundo Jewell (1996) pode-se estabelecer como limites teóricos para a relação σ'_p/σ'_n da Equação 3.12 as seguintes equações:

$$\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) \cdot e^{\pi tg \phi'} \quad (3.11)$$

$$\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) \cdot e^{\left(\frac{\pi}{2} + \phi' \right) tg \phi'} \quad (3.12)$$

Na Figura 3.18 efectua-se a representação gráfica das equações: a Equação 3.11 representa o limite superior e a Equação 3.12 o limite inferior, este último é o valor recomendado para dimensionamento em solos sem coesão.

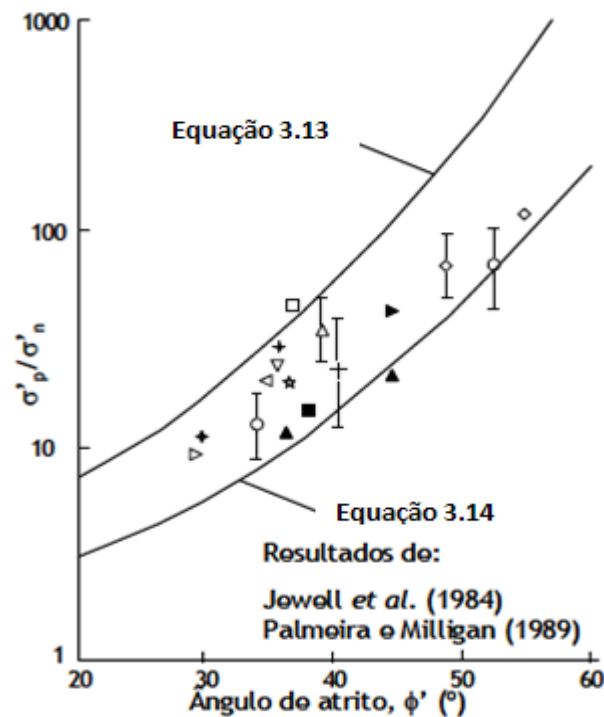


Figura 3.18 – Tensões passivas nas geogrelhas (adaptado de Jewell, 1996).

O mecanismo de rotura considerado para a obtenção da Equação 3.11 (limite superior) é o de falta de capacidade de carga, mecanismo idêntico aos usados em sapatas. O da Equação 3.12 é sugerido pela adopção do mecanismo de rotura ao corte por punçoamento em fundações profundas. Estas equações são válidas para um meio contínuo, desprezando o efeito da dimensão das partículas, e para reforços com barras transversais de secção circular (Jewell, 1996).

3.8.3.1 Factores que influenciam a interacção solo-geossintético

a) Influência da dimensão das partículas na interacção solo-geossintético

Jewell *et al.* (1984) estudaram a influência da dimensão das partículas na interacção solo-geogrelha quando o movimento que ocorre na interface é de corte directo. A relação entre as dimensões da grelha e a dos grãos do solo pode afectar a resistência das interfaces solo-reforço de quatro formas distintas (Figura 3.19):

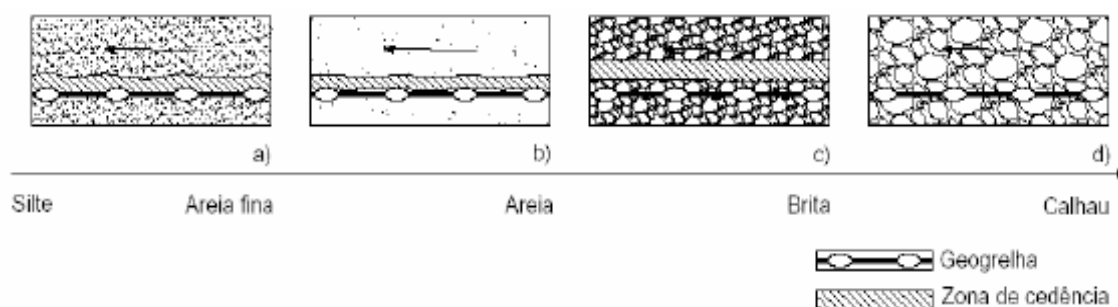


Figura 3.19 – Influência qualitativa do aumento da dimensão dos grãos do solo no corte directo (Jewell *et al.*, 1984)

1) a possibilidade que os solos finos (com dimensão silte ou areia fina) têm de entrar em cedência em zonas com diferentes orientações leva a que a superfície de cedência possa ser ondulada, adaptando-se aos elementos longitudinais e transversais da grelha (Figura 3.19a);

2) à medida que a dimensão da areia aumenta, a menor resistência na interface, resultante da adaptação da superfície de cedência aos elementos constituintes do reforço, poderá não compensar o aumento de resistência necessário à ondulação da superfície; nestas condições, a superfície de cedência torna-se plana, apenas tangente aos elementos transversais da grelha (Figura 3.19b);

3) quando o solo contém partículas de dimensões idênticas às das aberturas da grelha, algumas dessas partículas instalam-se contra as barras transversais do reforço, sobressaindo de ambos os lados deste; a existência de um número suficiente de partículas nestas condições inibe o deslizamento do solo ao longo das barras transversais, ocorrendo a cedência no interior da massa do solo (Figura 3.19c);

4) finalmente, a situação mais desfavorável surge quando as dimensões dos grãos do solo são tão elevadas que não é possível a sua penetração nas aberturas das grelhas; nesta situação, a resistência na interface pode ser muito baixa, apenas resultante do contacto das partículas de solo com o reforço (Figura 3.19d).

Com base em resultados de ensaios de corte directo realizados, estes autores recomendam que a dimensão média do grão do material de aterro a aplicar numa obra reforçada com geogrelhas obedea ao seguinte critério:

$$\frac{e}{D_{50}} \geq 3 \quad (3.13)$$

Palmeira e Milligan (1989) mostraram, com base em resultados de ensaios de arranque executados com grelhas metálicas e areias Leighton Buzzard, a influência da dimensão média das partículas na resistência passiva mobilizada nas barras transversais das grelhas (Figura 3.20). Quando a razão e/D_{50} , entre a espessura das barras transversais das grelhas e a dimensão média das partículas de solo, é menor do que 10, a resistência passiva mobilizada pode ser aumentada mais do que duas vezes, dependendo da geometria das referidas barras (Pinho Lopes, 2006).

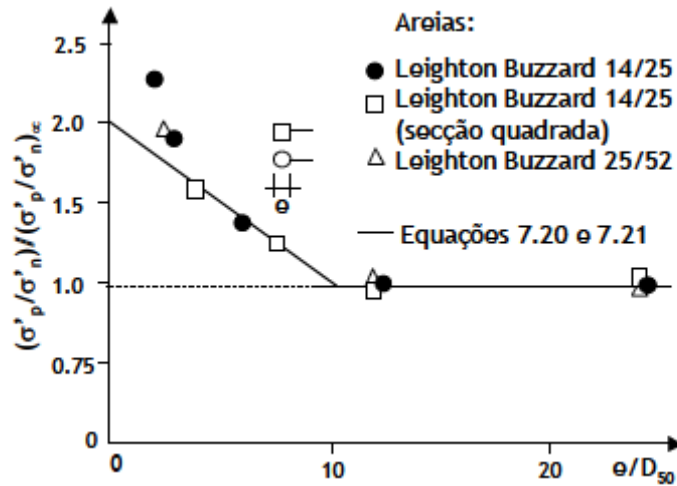


Figura 3.20 – Influência da dimensão dos grãos de solo (e/D_{50}) na resistência passiva do reforço (adaptado de Palmeira e Milligan, 1989 e Jewell, 1990)

Considerando a influência da dimensão dos grãos em termos de relação e/D_{50} , Jewell (1990) propõe que esta seja expressa do seguinte modo:

$$\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} = \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} \right)_\infty \cdot \left(2 - \frac{e}{10 \cdot D_{50}} \right) \xrightarrow{se} \frac{e}{D_{50}} < 10 \quad (3.14)$$

$$\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} = \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} \right)_\infty \xrightarrow{se} \frac{e}{D_{50}} \geq 10 \quad (3.15)$$

Em que, $\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n}\right)_\infty$ é a resistência passiva mobilizada quando a influência das dimensões dos grãos de solo é desprezável.

Quando $e/D_{50} < 10$ o aumento da resistência passiva é cerca de 20% maior quando as barras transversais das grelhas são rectangulares do que quando são circulares.

Jewell (1996) sugeriu que a Equação 3.10 fosse reescrita do seguinte modo:

$$f = f_{ar} = \alpha_s \cdot \left(\frac{tg\delta}{tg\phi'}\right) + F_1 \cdot F_2 \cdot \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n}\right)_\infty \cdot \left(\frac{\alpha_p \cdot b}{s}\right) \cdot \left(\frac{1}{2 \cdot tg\phi'}\right) \quad (3.16)$$

Onde F_1 representa o efeito de escala devido à dimensão média das partículas de solo e F_2 é o factor de forma.

Quando $e/D_{50} < 10$:

$$F_1 = \left(2 - \frac{e}{10 \cdot D_{50}}\right) \quad (3.17)$$

E quando $e/D_{50} > 10$:

$$F_1 = 1.00 \quad (3.18)$$

Para barras de forma circular, $F_2 = 1.0$, e de forma rectangular, $F_2 = 1.2$.

Pinho Lopes (1998) estudou a influência da dimensão dos grãos de solo na interacção solo-geogrelha através da realização de ensaios de arranque com duas geogrelhas (Quadro 3.3) em duas areias distintas (Areia 1 – $D_{50} = 0.43\text{mm}$; Areia 2 – $D_{50} = 1.30\text{mm}$).

Quadro 3.3 - Principais características das geogrelhas, GG1 e GG2 (Pinho Lopes, 1998).

Geogrelha	Material	l	b	e	bw (*)	Resistência à tracção
		(mm)				kN/m
GG1	PEAD	960	330	3,55	16	80
GG2	PEAD	960	330	5,7	16	120

(*) Largura das aberturas das geogrelhas

Pinho Lopes (1998) observou um aumento da resistência da interface solo-geogrelha quando o solo utilizado era a Areia 2, isto é, quando a dimensão dos grãos aumenta e a razão e/D_{50} diminui. O Quadro apresenta a razão e/D_{50} e o factor de escala F_1 , das Equações 3.17 e 3.18, para as geogrelhas GG1 e GG2 em ambos os solos.

Quadro 3.4 – Factor e escala para as combinações de materiais utilizados (Pinho Lopes, 2006).

Geogrelha	Solo 1		Solo 2	
	e/D_{50}	F_1^*	e/D_{50}	F_1^*
GG1	8,26	1,17	2,73	1,73
GG2	13,26	1	4,38	1,56

Os resultados experimentais de Pinho-Lopes (1998) revelam que a resistência global da interface solo-geogrelha aumenta de aproximadamente 24% e 27%, respectivamente, para as geogrelhas GG1 e GG2, quando se passa do Solo 1 para o Solo 2. Este valor é cerca de metade do correspondente ao factor de escala F_1 proposto por Jewell (1990 e 1996) baseado nos resultados de Palmeira e Milligan (1989) para o aumento da resistência passiva mobilizada na interface (respectivamente, 48% e 56%, para as geogrelhas GG1 e GG2).

A Figura 3.21a mostra a variação da força de arranque com o deslocamento frontal da geogrelha GG1, ensaiadas com o Solo 1 e o Solo 2. A Figura 3.21b representa os deslocamentos por deformação ao longo da geogrelha GG1.

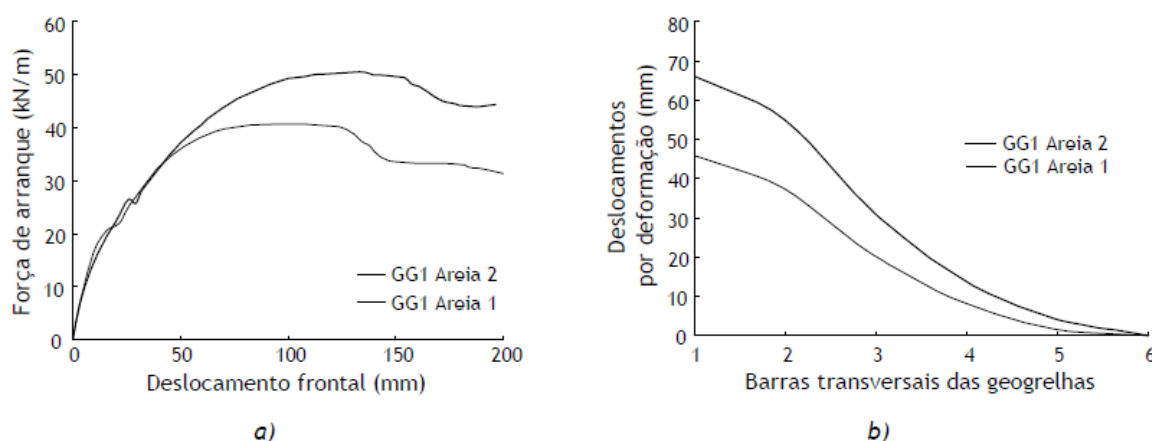


Figura 3.21 – Influência da granulometria do solo (Pinho Lopes, 1998): a) deslocamento frontal vs força de arranque; b) deslocamentos por deformação.

Para além de diferentes procedimentos e condições de ensaio, esta diferença de resultados pode ser explicada por (Pinho Lopes e Lopes, 2000):

- as geogrelhas ensaiadas por Pinho Lopes (1998) eram em PEAD, enquanto que as grelhas ensaiadas por Palmeira e Milligan (1989) eram de aço temperado e galvanizado;
- materiais inextensíveis, tais como grelhas metálicas, deslocam-se em relação ao solo envolvente durante o arranque, sendo a resistência mobilizada simultaneamente ao longo do reforço e em todas as suas barras transversais da grelha;
- materiais extensíveis, como as geogrelhas em PEAD, deformam-se ao mesmo tempo que se deslocam em relação ao solo envolvente durante o arranque, provocando diferentes graus de mobilização de resistência ao longo do reforço e nas suas barras transversais;
- com materiais extensíveis, o aumento da resistência passiva mobilizada nas barras transversais das geogrelhas devido à dimensão dos grãos de solo pode ser responsável pelo aumento da deformação do material durante o arranque;

Conclui-se que materiais extensíveis podem mobilizar resistências na interface inferiores às mobilizadas por materiais inextensíveis.

Pinho Lopes (1998), face aos resultados obtidos, sugere a adopção de factores de escala F_1 inferiores aos propostos por Jewell (1996), quando as grelhas são constituídas por materiais extensíveis.

3.8.3.2 Influência da tensão vertical / índice de compacidade

Para a discussão da influência da tensão vertical e do índice de compacidade é seguido perto pelo que foi exposto por Silvano (2004) acerca dos resultados obtidos por Ladeira (1995) e Pinho Lopes (1998).

Estes dois últimos autores demonstram uma interferência semelhante da tensão vertical e do índice de compacidade do solo sobre a resistência da interface solo-geossintético. Estes dois parâmetros traduzem-se num aumento da força de arranque.

Ladeira (1995) verificou um aumento do valor da força de arranque de 40%, entre uma geogrelha uniaxial extrudada em PEAD e um solo arenoso, variando o índice de compactidade de 50% para 86% (Figura 3.22a). Neste caso, o deslocamento da geogrelha diminui, aumentando o módulo de rigidez da interface e a força de arranque. À medida que o índice de compactidade do solo aumenta diminui o comprimento de aderência do reforço (Figura 3.22b).

Pinho Lopes (1998) realizou ensaios com os mesmos materiais que Ladeira (1995) e obteve um acréscimo da força de arranque de cerca de 11% para um aumento de cerca de 55% da tensão vertical (24.5kPa – 38kPa) (Figura 3.23a). Observou ainda alterações do comportamento da amostra no interior da massa de solo (Figura 3.23b).

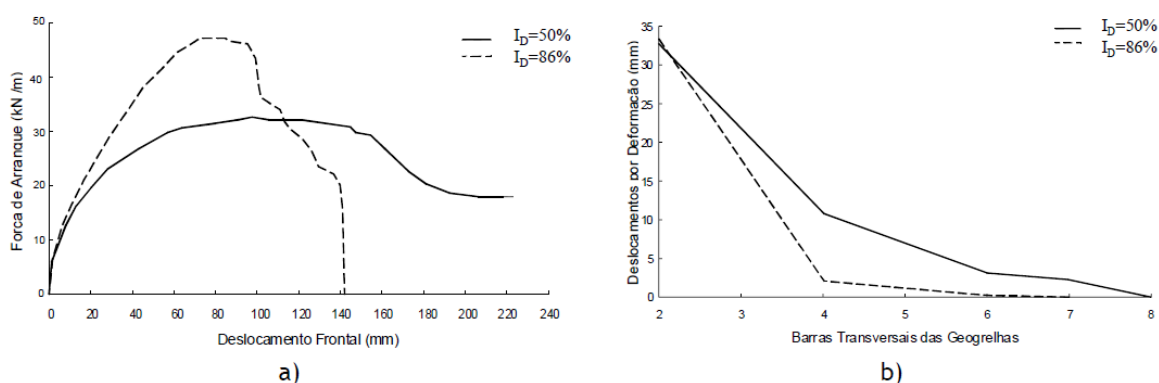


Figura 3.22 – Influência do índice de compactidade do solo: a) força de arranque vs deslocamento frontal; b) deslocamentos por deformação das geogrelhas (adaptado de Lopes e Ladeira, 1996a).

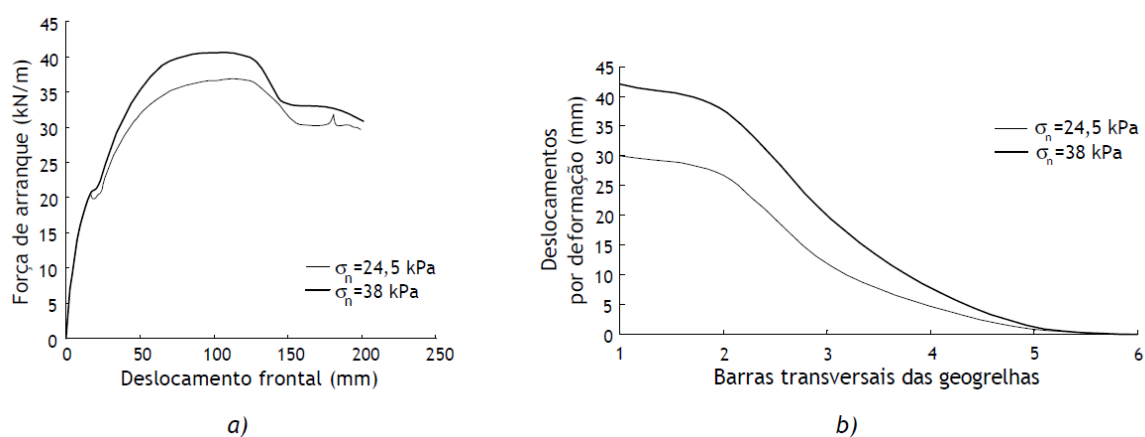


Figura 3.23 – Influência da tensão de confinamento no comportamento ao arranque das geogrelhas: a) deslocamento frontal vs força de arranque; b) deslocamentos por deformação (Pinho Lopes 1998).

3.8.3.3 Influência da estrutura do geossintético

Palmeira e Milligan (1989) estudaram a influência da forma das barras transversais e do espaçamento entre elas na resistência da interface solo-geossintético. Constataram que a resistência passiva gerada por elementos rectangulares de espessura, e , é cerca de 20% maior do que a gerada por elementos transversais circulares de diâmetro e .

Em relação ao espaçamento óptimo entre os elementos transversais, concluíram que a força de arranque máxima diminui com a redução do espaçamento entre os elementos.

Desprezando a parcela de resistência respeitante à mobilização do atrito lateral nas barras, Jewell *et al* (1984) e Jewell (1990) consideram que a resistência máxima na interface solo-geogrelha é atingida para uma geometria óptima da geogrelha, correspondente a um coeficiente de resistência, f , unitário, sendo:

$$f_{ar} = \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} \right) \cdot \left(\frac{\alpha_p \cdot e}{s} \right) \cdot \left(\frac{1}{2 \cdot \tan \phi'} \right) \quad (3.19)$$

E, sendo $(f_{ar})_{máx} = 1.00$

3.8.4 MÉTODOS DE AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DAS INTERFACES SOLO-GEOSSINTÉTICO

3.8.4.1 Introdução

No dimensionamento de obras de solo reforçado, é de fundamental importância o conhecimento dos parâmetros de interacção entre o solo e o geossintético e a resistência que é possível mobilizar. Procura-se em geral definir o coeficiente de resistência nas interfaces solo-reforço. Para que se consiga quantificar a capacidade resistente nas interfaces, associada à escolha do geossintético a aplicar no reforço de uma dada estrutura, deve-se realizar ensaios com o geossintético confinado pelo solo a utilizar. Através da realização dos ensaios pretende-se analisar o comportamento do material

compósito obtido, analisando o comportamento tensão-deformação, razão de deformação e a resposta ao arranque.

No estudo de mobilização da resistência entre solos e os reforços têm sido utilizados os seguintes métodos: ensaios de corte directo; ensaios de arranque e métodos indirectos.

Será dado maior destaque aos ensaios de arranque para a caracterização das interfaces solo-reforço, visto ter sido este o ensaio realizado neste estudo.

3.8.4.2 Tipos de ensaios mais adequados

Entre os ensaios de laboratório, a justificativa para a escolha de um ou de outro depende do tipo de reforço e do tipo de movimento relativo entre o geossintético e o solo.

Distinguem-se três modos de solicitação (Figura 3.24): atrito na interface (A); tracção no reforço (B) e arranque (C).

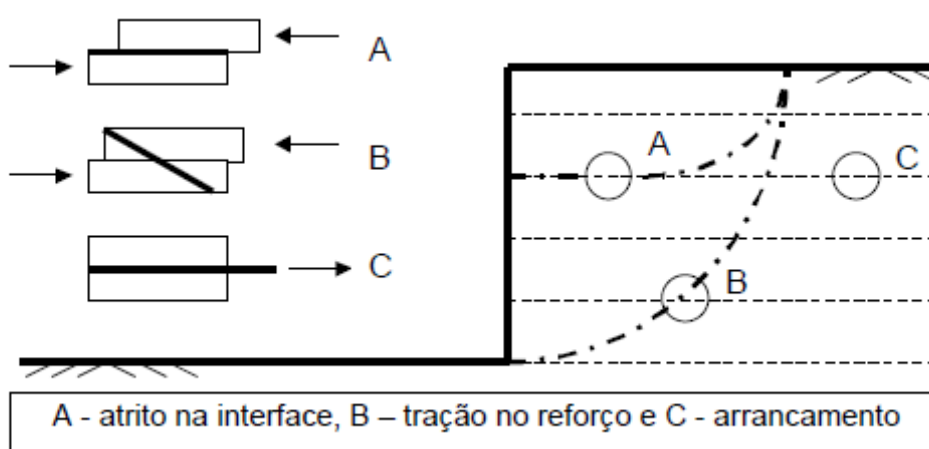


Figura 3.24– Modos de interacção entre o solo e o geossintético (adaptado de Aguiar, 2003).

(A) Atrito na Interface Solo-Reforço

Neste caso tem-se a massa superior de solo deslocando-se em relação ao geossintético e o ensaio recomendado é o de corte directo. As tensões desenvolvidas são função das deformações no solo imediatamente adjacente ao reforço e do deslizamento que se origina no contacto entre ambos. À medida que ocorre o

deslizamento, verifica-se a formação de planos de rotura paralelos à direcção do reforço, cuja localização depende das características de deformação e de sua geometria (Castro, 1999).

(B) Tracção no Reforço

O ponto de maior esforço de tracção ocorre onde a superfície de rotura intercepta o reforço. A maneira de simular esta situação em laboratório consiste em colocar o reforço com uma inclinação específica dentro de uma caixa de corte directo.

(C) Arranque do Reforço

O arranque do reforço da massa de solo ocorre quando os esforços de tracção aplicados neste são superiores à resistência que o solo que o circunda oferece ao deslocamento relativo entre ambos. Similarmente ao que ocorre na condição de atrito de interface, são diversos os factores que influenciam o mecanismo de transferência de tensões, e o ensaio utilizado para esta análise é o ensaio de arranque.

Os parâmetros que exprimem a resistência de interface entre o solo e o geossintético são a adesão (a) e o ângulo de atrito de interface (ϕ_{sg}). A resistência pode ser escrita como:

$$\tau = a + \sigma \cdot \tan \phi_{sg} \quad (3.20)$$

Onde:

τ - Tensão de aderência entre solo e reforço;

a - Adesão entre o solo e o reforço;

σ - Tensão normal actuante sobre o plano do reforço;

ϕ_{sg} - Ângulo de atrito entre o solo e o reforço.

Os valores de a , ϕ_{sg} e σ podem ser obtidos em termos de tensões totais ou efectivas.

3.8.5 Ensaio de corte directo

O ensaio de corte directo está normalizado a nível Europeu como ensaio de identificação e controlo (EN ISO 12957-1: Geotextiles and geotextile-related products – Determination of friction characteristics – Part 1: direct shear test), e desde de 2006 homologado em Portugal como NP EN ISO 12957-1, 2006: Geossintéticos – determinação das características de atrito – Parte 1: Ensaio do corte directo.

Neste tipo de ensaio, o solo colocado na parte superior da caixa que desliza sobre o geossintético é sujeito à acção de uma tensão normal constante. A parte inferior da caixa pode estar preenchida com solo ou constituir um suporte rígido.

Pinho Lopes (2006) refere que na maior parte dos ensaios de corte directo executados com geotêxteis, estes materiais são fixos a um suporte rígido plano existente na parte inferior do equipamento (Figura 3.25b). Este procedimento modela com precisão suficiente o mecanismo de interacção que ocorre na interface solo-geotêxtil durante o movimento de corte directo (isto é, o atrito lateral). Em alternativa, os geotêxteis podem ser colocados no equipamento sobre solo (Figura 3.25a).

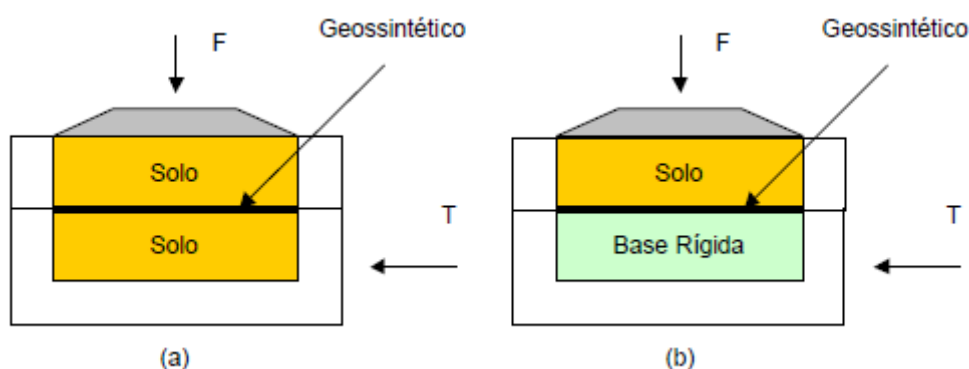


Figura 3.25– Representação esquemática do ensaio de corte directo: a) geossintético entre duas camadas de solo; b) geossintético entre uma base rígida e solo (adaptado de Aguiar, 2003).

Tal como se referiu, a utilização da base rígida, utilizada na maioria dos ensaios executados em geotêxteis e geomembranas, representa convenientemente o mecanismo de interacção por atrito, além de garantir que a interface coincida com a superfície de rotura. No caso da opção por solo nas duas caixas, deve-se considerar o efeito da compactação na fase inicial do ensaio, que pode mudar a posição do geossintético em relação à superfície de rotura.

Segundo Pinho Lopes (2006) a realização de ensaios de corte directo com geosgrelhas podem também ser feita com o material fixo num suporte rígido plano localizado na parte inferior do equipamento, contudo, especialmente no caso de estes geossintéticos apresentarem dimensões de abertura grandes e elevada percentagem de área aberta, sugere-se que os ensaios sejam executados com solo na parte inferior do equipamento.

Os ensaios de corte directo não oferecem grande dificuldade de interpretação. No entanto, seus resultados podem ser influenciados por factores como: posição relativa solo-geossintético, dimensões do equipamento, espessura da camada de solo, rugosidade do plano rígido e métodos para controlo da pressão vertical. Pinho Lopes (1998) sintetizou alguns destes factores que influenciam os ensaios de corte directo.

O equipamento de ensaio de corte directo do Laboratório de Geossintéticos (LGS) da FEUP foi desenvolvido baseado nas recomendações da norma Internacional EN ISO 12957-1 e da norma Americana ASTM D5321-92. Este equipamento é descrito em detalhe por Silvano (2004). Mais recentemente, Vieira (2008) estudou os mecanismos de interacção entre solo e geossintéticos recorrendo ao ensaio de corte directo.

No caso dos solos reforçados com geossintéticos, a questão da adequação dos ensaios de corte directo à simulação dos fenómenos de interacção que ocorrem nas interfaces solo-reforço, põe-se nos termos seguintes (Lopes, 1992):

- a) a interacção entre o geossintético e o solo tem, pelo menos em termos médios, carácter bidimensional; assim sendo, não podem ter lugar concentrações da tensão normal derivadas da restrição da dilatação; por outras palavras, dadas as características bidimensionais da interacção a tensão normal permanece inalterada durante os processos de corte;
- b) nos ensaios de corte directo, o mecanismo de interacção dos geossintéticos com o solo pode ser significativamente alterado, por causa da supressão ou, pelo menos, da restrição das deformações dos reforços;
- c) através dos ensaios de corte directo não é possível considerar a contribuição, para a resistência, da mobilização de impulsos passivos nas barras transversais das grelhas, quando o movimento relativo que tende a dar-se na interface corresponde ao arranque das inclusões.

De modo a tentar simular em laboratório as condições existentes em obra têm sido realizados ensaios de corte adaptados a essas condições: ensaios de corte em plano inclinado e ensaios de corte directo com reforço inclinado.

3.8.6 Ensaio de corte em plano inclinado

O ensaio de corte em plano inclinado encontra-se normalizado como ensaio de identificação e controlo (NP EN ISO 12957-2, 2006: Geossintéticos – Determinação das características de atrito – Parte 2: Ensaio em plano inclinado).

Segundo Pinho Lopes (2006) este tipo de ensaio de corte é importante em situações em que os geossintéticos exercem funções de protecção de taludes ou fazem parte de sistemas de impermeabilização de taludes laterais de aterros de resíduos. Nestes casos, a rotura dá-se por falta de resistência nas interfaces entre os diferentes materiais integrantes dos sistemas, pelo que é fundamental proceder a ensaios de corte em plano inclinado.

Este ensaio caracteriza-se por ser um ensaio rápido e simples e permite a determinação do comportamento ao corte nas fases de construção, sob tensões normais reduzidas.

A Figura 3.26 representa um esquema do aparelho de ensaio de corte em plano inclinado.

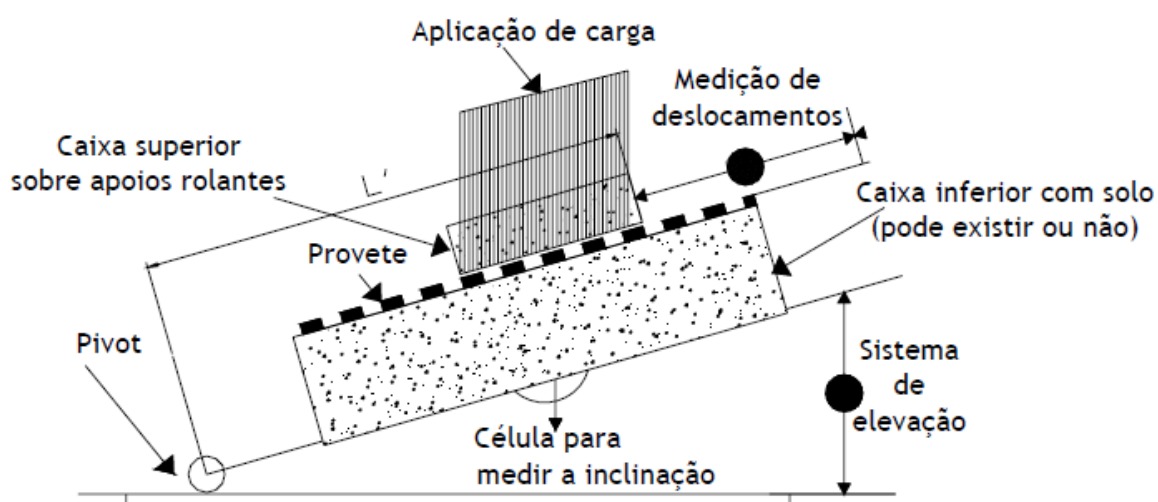


Figura 3.26– Representação esquemática do aparelho de ensaio de corte em plano inclinado (norma EN ISO 12957-2).

3.8.6.1 Ensaio de corte com o reforço inclinado

Jewell e Wroth (1987) e Jewell (1990) sugerem que este ensaio seja realizado com amostras maiores que as convencionais, com reforço colocado na vertical ou inclinado de um ângulo α em relação a esta direcção, ou um ângulo θ em relação à horizontal, e com um comprimento igual na parte superior e inferior da caixa de corte (Figura 3.27).

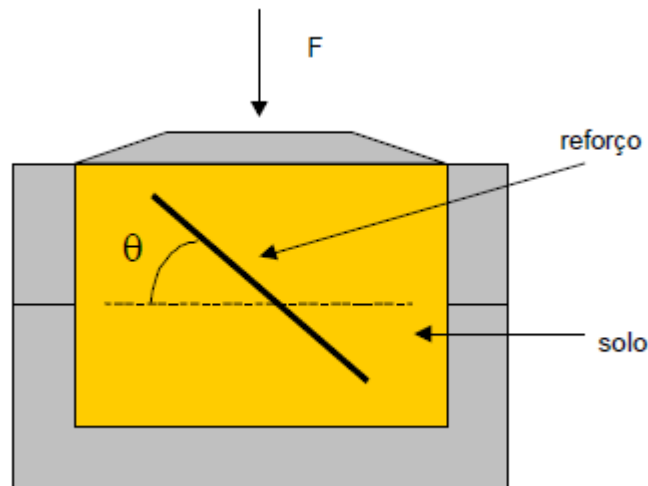


Figura 3.27– Ensaio de corte com reforço inclinado (adaptado de Aguiar, 2003)

Palmeira (1999) concluiu, através de ensaios com geogrelhas inclinadas entre areia, que o maior ganho de resistência ocorre para um ângulo de cerca de 64° . Isto foi explicado pelo facto de que a orientação de 60° com a horizontal coincidia com a direcção de incrementos de deformação de tracção na amostra de solo sem reforço. Esta é a orientação mais favorável para a instalação do elemento de reforço.

Sayão e Teixeira (1995) realizaram ensaios de corte directo com um geotêxtil inclinado para simular a situação de ruptura de um aterro sobre argila mole. Nestes ensaios, a camada de reforço era posicionada com uma inclinação de 45° , entre camadas de areia e argila. Os autores concluíram que os parâmetros de resistência da interface solo-geotêxtil dependem da inclinação do geotêxtil em relação à superfície de rotura e que os ensaios de corte directo devem ser realizados de modo a reproduzir a situação de campo. Desta forma, obtêm-se parâmetros de resistência confiáveis.

3.8.7 Ensaios de arranque

O ensaio de arranque é considerado por muitos como o mais apropriado para a previsão das propriedades das interfaces solo-geossintético quando o movimento relativo entre o solo e geossintético corresponde ao arranque deste.

O coeficiente de arranque pode ser definido através da realização de ensaios de arranque. No entanto, ao contrário do que acontece com os ensaios de corte directo, os ensaios de arranque são difíceis de interpretar e os resultados são muito afectados pelas condições fronteiras, procedimentos e condições de ensaio (Lopes e Ladeira, 1996a e 1996b).

No ensaio de arranque de geogrelhas, os mecanismos de interacção mobilizados são significativamente diferentes dos mobilizados durante o corte directo, desenvolvendo-se resistência através da mobilização de impulso passivo nas barras transversais do reforço, do atrito solo-solo ao longo das aberturas da geogrelha e do atrito lateral ao longo da superfície desta. No caso destes geossintéticos o coeficiente de arranque só pode ser definido através de ensaios de arranque (Lopes, 2002).

No caso dos geotêxteis, Jewell (1996) sugere que não há necessidade de realizar ensaios de arranque para definir o coeficiente de arranque, uma vez que este será semelhante ao coeficiente de corte directo e este ensaio é muito mais simples.

Este ensaio requer cuidados especiais, ao nível da sua execução e interpretação de resultados, uma vez que os resultados podem ser afectados pelo equipamento utilizado ao qual está associado uma condição fronteira característica, pelos diferentes processos de ensaio, diferentes esquemas de colocação e compactação do solo. (Juran *et al.*, 1998). Ladeira (1995) e Pinho Lopes (1998 e 2006) sintetizam estes factores.

Os ensaios de arranque, em laboratório, são realizados puxando o geossintético do interior de uma caixa, cheia de solo, estando o material submetido à acção de uma tensão normal constante (Palmeira e Milligan, 1989; Farrag *et al.*, 1993; Ladeira, 1995; Pinho Lopes, 1998; etc.).

O equipamento para a realização dos ensaios de arranque encontra-se na FEUP e será descrito no capítulo seguinte juntamente com o processo de ensaio.

3.8.7.1 Influência das condições fronteira

As condições fronteira influenciam os resultados obtidos em ensaios de arranque. Palmeira e Milligan (1989) utilizaram caixas de corte com paredes frontais com diferentes rugosidades para investigar o efeito do atrito nos resultados do arranque. Constataram que o coeficiente de interação solo-geossintético aumenta com a rugosidade da parede frontal da caixa de ensaios. A redução da influência da parede frontal da caixa pode ser conseguida com a lubrificação da face interior e/ou com o envolvimento da extremidade frontal do geossintético por uma manga protectora.

Com a finalidade de estudar a influência da presença da manga na resposta ao arranque, Lopes e Ladeira (1996) executaram ensaios de arranque com e sem a utilização de uma manga de aço inoxidável de 200mm de comprimento. Os resultados destes ensaios estão apresentados na Figura 3.28. Verifica-se que a inexistência da manga conduz a um aumento de cerca de 10% da força de arranque máxima, em consequência da rugosidade da parede frontal. Os autores verificaram que os deslocamentos de arranque eram menores nos ensaios sem manga, o que está em concordância com o aumento da resistência da interface.

Sendo assim, é aconselhável utilizar uma manga com pelo menos 0,20m de comprimento com vista à minimização da influência da parede frontal do equipamento nos resultados dos ensaios de arranque.

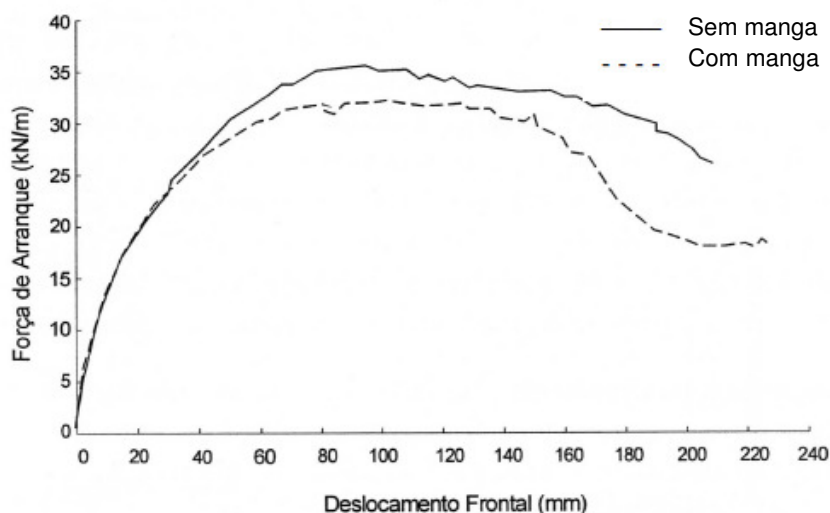


Figura 3.28– Influência da manga nos ensaios de arranque (Lopes e Ladeira, 1996).

3.8.7.2 Influência do Procedimento de ensaio

Alguns aspectos relativos aos procedimentos de ensaio têm influência significativa nos resultados dos ensaios de arranque, tais como: a velocidade de ensaio, a altura de solo, comprimento de manga, dimensão do provete.

A influência da velocidade no comportamento ao arranque de geogrelhas foi abordada por Lopes e Ladeira (1996) em ensaios com solo arenoso. A resistência ao arranque aumenta com o aumento da velocidade de ensaio (Figura 3.29a). No entanto, o deslocamento frontal necessário para mobilizar a resistência da interface diminui (Figura 3.29b). O aumento da resistência da interface resulta da menor capacidade de rearranjo das partículas de solo com o aumento da velocidade.

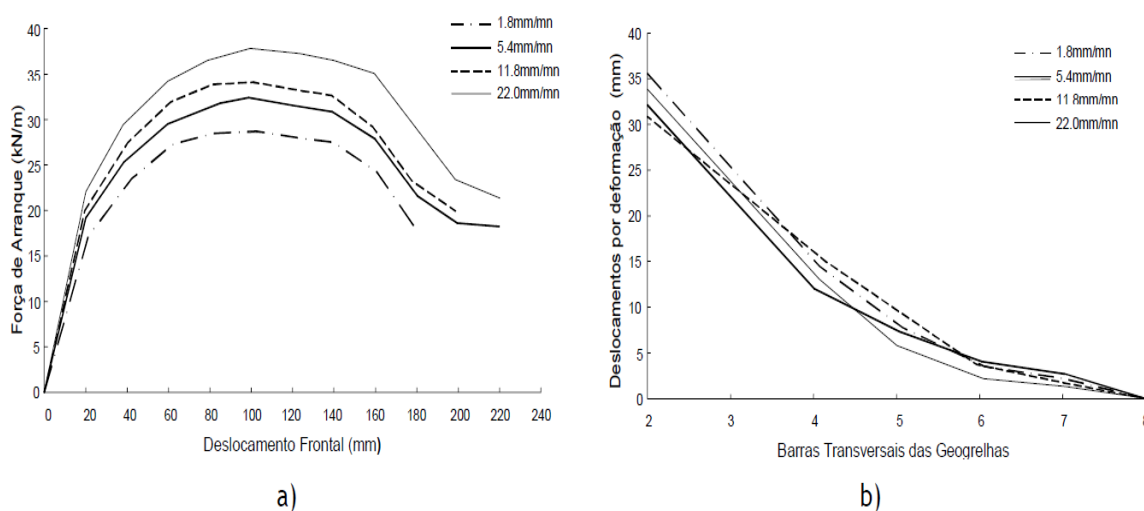


Figura 3.29– Influência da velocidade de ensaio na: a) variação da força de arranque com o deslocamento frontal; b) nos deslocamentos por deformação (Ladeira, 1995).

Ladeira (1995) para estudar a largura máxima do provete a usar no ensaio de arranque, de modo a se considerar desprezável a influência das paredes laterais do equipamento, realizou ensaios com provetes de larguras diferentes (Figura 3.30).

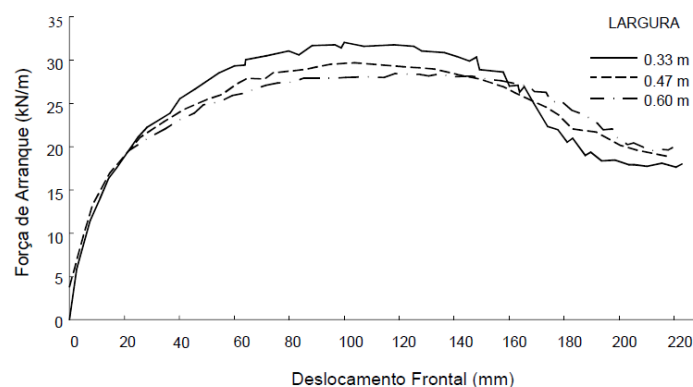


Figura 3.30– Influência da largura do provete no comportamento ao arranque (Ladeira, 1995).

Da Figura 3.31 pode-se observar que à medida que a largura dos provetes diminui, a força máxima de arranque aumenta ligeiramente. Conclui-se então que, a influência da largura do provete é pequena nos resultados do ensaio de arranque, apesar de existir uma tendência para a redução da resistência da interface solo-geossintético à medida que a largura dos provetes aumenta.

Com o objectivo de estudar a influência da altura de solo, colocada acima e abaixo do provete, nos resultados dos ensaios de arranque, Ladeira (1995) efectuou ensaios com diferentes alturas de solo. Com base nos resultados obtidos (Figura 3.31), pode-se afirmar que para as alturas de solo consideradas não se verifica influência significativa deste parâmetro na resposta ao arranque da geogrelha.

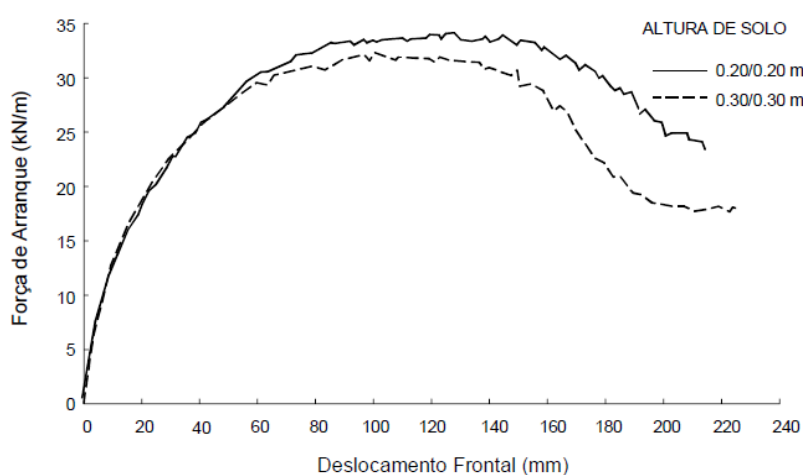


Figura 3.31– Influência da altura de solo: força de arranque vs deslocamento frontal (Ladeira, 1995).

3.8.8 Métodos indirectos

Com o objectivo de evitar algumas limitações dos ensaios de arranque, em especial às que dizem respeito às condições de deformação que, diferem das estruturas reais, diversos investigadores têm procurado determinar os parâmetros caracterizadores da interacção solo-reforço através dos resultados de ensaios com modelos reduzidos (Fourie e Fabian, 1988; Gourc *et al.*, 1990; etc.), ou através da análise do comportamento de obras (Jenner, 1990; Bergado *et al.*, 1993a e b; Mendonça, 2004; etc.).

Para a interpretação dos resultados tem-se que assumir uma distribuição das tensões normais e tangenciais (baseada em hipóteses realistas respeitantes aos deslocamentos relativos), que hipoteticamente actuariam nas interfaces solo-reforços. Por isso, os valores medidos para os referidos parâmetros serão tão correctos quanto acertadas forem as suposições consideradas (Ladeira, 1995).

CAPÍTULO 4

ESTUDO EXPERIMENTAL DOS MECANISMOS DE INTERACÇÃO SOLO- GEOSSINTÉTICO

4.1 Referência normativa

O estudo experimental dos mecanismos de interacção solo-geossintético teve como base a realização de ensaios de arranque. A norma que regula estes ensaios e onde se encontram os procedimentos a adoptar é a NP EN 13738:2007 (Ed.1): Geotêxteis e produtos relacionados. Determinação da resistência ao arranque no solo.

O objectivo do procedimento é fornecer dados relativos ao desenvolvimento do atrito em materiais utilizados principalmente para reforço do solo (NP EN 13738:2007).

Devem ser cortados 3 provetes de cada geossintético a ensaiar, para cada direcção a ser ensaiada, cortados de acordo com a EN 963. A norma portuguesa NP EN 13738:2007 refere ainda que o comprimento confinado deverá ser igual a três vezes a largura do provete. Os provetes deverão ser mais estreitos, no mínimo 100mm, do que a largura interior da caixa de arranque em cada lado e deverão ter tamanho suficiente para facilitar a fixação.

Os provetes a ensaiar devem ser acondicionados e os ensaios devem ser realizados num ambiente definido na norma ISO 554.

4.1.1 Configuração do equipamento

4.1.1.1 Caixa de arranque

A caixa de arranque, quadrada ou rectangular, tem com dimensões mínimas: 1,5m de comprimento, 0,6m de largura e 0,3m de profundidade. Quando necessário e possível, a profundidade deverá ser aumentada até seis vezes o tamanho máximo das partículas do solo.

A caixa de arranque deve ser uma caixa rígida com a face superior aberta, com dois lados paralelos lisos, com uma parede frontal e uma de fundo, com uma porta de divisão horizontal amovível e uma face inferior.

A Figura 4.1 representa um esquema do equipamento típico.

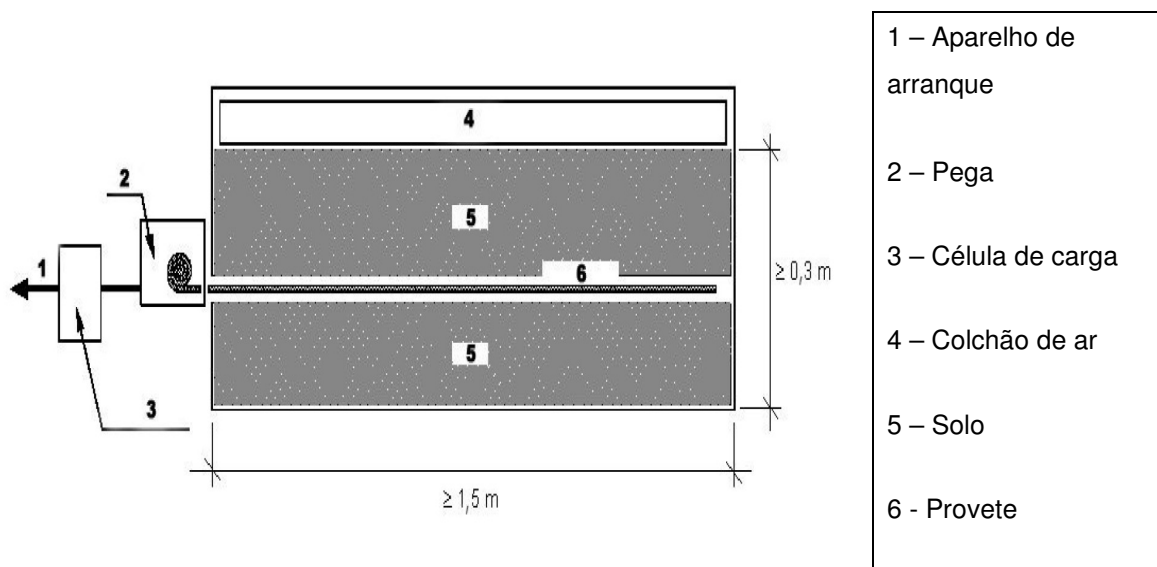


Figura 4.1– Caixa de arranque (NP EN 13738).

A NP EN 13738:2007 refere também que o deslocamento do provete poderá criar uma carga na parede frontal rígida, durante o ensaio. Esta carga pode provocar resultados anómalos já que os campos de tensões não se podem desenvolver completamente. A tensão vertical poderá também aumentar, devido ao atrito na parede frontal e ao efeito de arco. Para minimizar influência destes fenómenos, deverá ser utilizada uma manga metálica na entrada da caixa de arranque com um comprimento mínimo de 200mm.

4.1.1.2 Aplicação da tensão normal

A tensão normal que se aplica na camada superior do solo, deverá ser constante e uniforme durante o ensaio. Para manter a tensão normal uniforme, deverá utilizar-se um aparelho de carregamento de tensão de diafragma pneumático flexível ou hidráulico sobre toda a área da caixa de arranque. As tensões normais aplicadas dependerão dos requisitos do ensaio. No entanto, o equipamento deve permitir tensões até 200kPa. A tensão normal aplicada deverá ser medida com uma precisão de 2% da tensão aplicada.

4.1.1.3 Aplicação da força de arranque

A aplicação da força de arranque deve ser realizada através de um equipamento que permita puxar o provete, horizontalmente para fora da caixa. A linha de aplicação da força deve ser coincidente com o plano do provete. A velocidade de ensaio deve ser tal que não se produzam excessos de pressões intersticiais no solo.

Quando se utilizam solos insensíveis à água, onde não se geram excesso de pressões intersticiais, a força de arranque deverá ser aplicada de forma a criar uma razão de deslocamento de $(2,0 \pm 2,0)$ mm/min e a razão de arranque deverá ser registada durante o ensaio. Deverá ser incorporado no sistema um aparelho para medir a força de arranque, com uma precisão de 2% da força aplicada.

4.1.1.4 Indicadores de deslocamento

O deslocamento horizontal do provete é medido na posição da garra e, caso necessário, noutras posições da zona confinada do provete (mínimo de 5 posições). Estas medições devem ser feitas recorrendo a extensómetros.

4.1.1.5 Fixação dos provetes

A fixação dos provetes deverá ser feita utilizando garras que liguem o provete ao sistema de arranque sem deslizar, sem causar roturas na garra nem enfraquecimento do material. As garras deverão permitir ao provete manter-se na posição horizontal durante a carga e não interferir com a superfície de arranque.

4.2 Equipamento utilizado

O equipamento utilizado encontra-se no Laboratório de Geossintéticos (LGS) da FEUP e foi desenvolvido para o estudo dos fenómenos de interacção solo-reforço.

A caixa de arranque tem dimensões interiores de 1,53m de comprimento, 1,00m de largura e 0,80m de altura (Figura 4.2 e Figura 4.3).

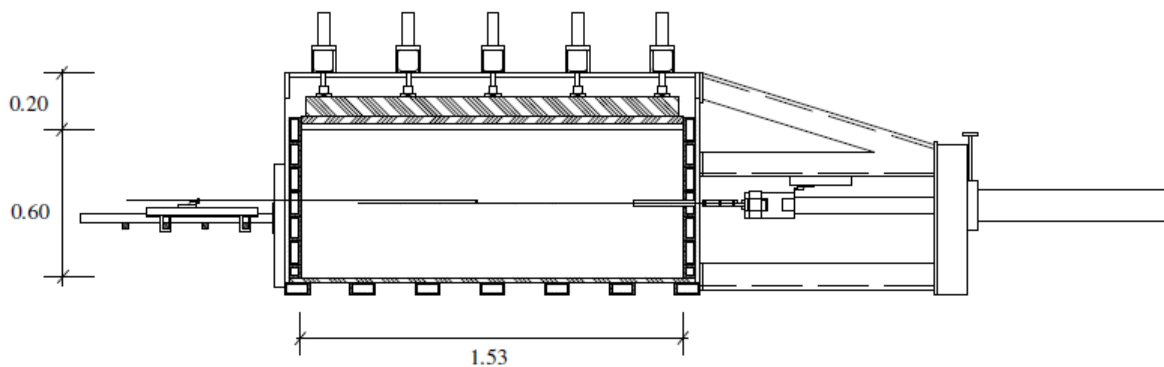


Figura 4.2– Representação esquemática do equipamento de ensaio de arranque (Ladeira, 1995).



Figura 4.3 – Equipamento de ensaio de arranque do LGS da FEUP.

Na parte frontal do equipamento, a meia altura, existe uma manga de aço que reduz a influência da parede frontal no ensaio e é através dessa manga que o geossintético é colocado no interior da caixa de arranque (Figura 4.4a).

A parte de trás do equipamento é composta por uma base onde assentam os extensómetros para medição dos deslocamentos (Figura 4.4b).

A instrumentação do ensaio é feita através dos extensómetros, de uma célula de carga que mede a força de arranque (Figura 4.4c), e através de uma célula de carga que mede a pressão de confinamento (Figura 4.4d).



a)



b)



c)



d)

Figura 4.4– Detalhes do equipamento de arranque: a) manga de aço; b) extensômetros; c) célula de carga da força de arranque; d) célula de carga da pressão vertical.

A manga de aço na extremidade que se encontra dentro da caixa de arranque contém na sua parte interior uma espécie de vassouras que minimizam a saída de solo, sem impedir o deslocamento do geossintético e dos extensômetros nele aplicados.

A célula de carga da pressão vertical mede a tensão de confinamento que é induzida ao provete através de dez pequenos cilindros calcadores. Esta célula normalmente é aplicada nos cilindros calcadores centrais entre o cilindro e uma placa de contraplacado (Figura 4.5).



Figura 4.5– Cilindros calcadores que aplicam a tensão de confinamento.

A escolha da pega na realização do ensaio está directamente relacionada com o tipo de geossintético a ser ensaiado, para garantir que os materiais são fixados correctamente. Pinho Lopes (1998) detectou ao longo dos seus ensaios que havia algumas roturas iniciais e/ou provocadas por deficiente amarração ou esmagamento na zona da pega. Para resolver estas questões foram desenvolvidas outras pegas para este equipamento (Pinho Lopes, 2006). Existem, portanto, a pega cilíndrica e a pega em cunha, ilustradas na Figura 4.6.



a)



b)

Figura 4.6– Pegas do equipamento de arranque; a) pega cilíndrica; b) pega em cunha.

A aquisição dos resultados é feita através de um programa informático. Este programa permite realizar a calibração das células e realizar o ensaio com tensões de confinamento uniformes durante todo o tempo de ensaio. Através deste programa é possível controlar todos os parâmetros de ensaio e são registados os deslocamentos de diferentes secções do geossintético; a força de arranque mobilizada e a pressão de confinamento. Estes registos são efectuados em ordem ao tempo.

4.3 Procedimento de ensaio

O equipamento de ensaio é de grandes dimensões e a preparação destes ensaios torna-se muito trabalhosa e demorada porque as operações de transferência e colocação do solo são realizadas manualmente, como também, o posterior esvaziamento da caixa, para verificação do estado do provete ensaiado no caso de rotura por tracção. Partindo do princípio que o ensaio só termina quando a caixa de arranque fica vazia, para se realizar o ensaio é necessário executar uma série de tarefas que a seguir se descrevem (Figura 4.7).



a)



b)



c)



d)



e)



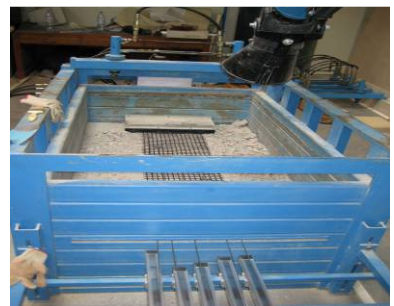
f)



g)



h)



i)



j)



k)



l)



m)



n)



o)

Figura 4.7– Sequência de montagem do ensaio de arranque.

De uma altura constante de 0,50m, em relação ao nível da camada inferior ou à base, o solo é vertido para o interior da caixa. A caixa é cheia com camadas de 0,15m de altura cada, após a compactação do solo. Assim, pode-se dizer que a primeira tarefa é referente ao enchimento de metade caixa de arranque. O seu enchimento é feito em duas partes iguais: colocação da camada de solo, seguida do seu nivelamento e compactação através de um martelo vibratório eléctrico até se atingir os 0,15m de altura de camada de solo.

Pode-se dizer que a segunda tarefa se inicia quando o solo se encontra nivelado e compactado ao nível do centro da manga, a meio da caixa; então, procede-se à amarração do provete de geossintético à pega. Esta amarração é feita na parte exterior e depois introduz-se o provete através da manga para o interior da caixa. A pega é accionada e desloca-se para o interior da manga, consequentemente o provete é colocado no interior da caixa. Quando a pega atinge a posição inicial de ensaio, e com as dimensões de provete exigidas, são feitas as ligações dos extensómetros (varetas inextensíveis) ao provete, nas suas extremidades e em posições previamente definidas. Recorreu-se a cinco extensómetros, colocados ao longo do comprimento confinado do

provete para medir o deslocamento desses pontos. O movimento horizontal da pega funciona como um sexto extensómetro e fornece o deslocamento frontal do provete.

Como no caso das pegas, temos dois tipos de varetas inextensíveis. A escolha de um em detrimento do outro depende do tipo de geossintético a ensaiar. Para os geotêxteis recorre-se a duas placas metálicas aparafusadas, ficando o geotêxtil entre elas. No caso de geogrelhas a fixação é feita por encaixe através de uma peça metálica.

A terceira tarefa consiste na repetição da primeira, mas, neste caso, até encher a caixa. Tem-se, portanto, uma altura total de solo de 0,60m, com o geossintético e os extensómetros a meia altura.

A quarta tarefa resume-se a fechar a caixa e efectuar as ligações necessárias. Quando a caixa já se encontra cheia e o solo nivelado e compactado são colocadas uma placa de neoprene macio e uma placa de contraplacado, que se destinam a uniformizar as tensões de confinamento aplicadas pelos cilindros calcadores. Estes são suportados por barras metálicas ligadas à estrutura da caixa por parafusos. Para finalizar coloca-se a célula de carga que permite controlar a tensão de confinamento e ligam-se os tubos hidráulicos aos cilindros calcadores, os cabos ao computador e ao quadro eléctrico.

Nesta altura a caixa fica pronta para a realização do ensaio, faltando escolher a velocidade do ensaio (2mm/min) e a tensão de confinamento a aplicar (25kPa) e determinar o ponto zero de todos os dispositivos. Todos os dispositivos foram calibrados antes de se iniciar os ensaios.

Como última tarefa é necessário desmontar todo o sistema e esvaziar a caixa de arranque para repetir as mesmas tarefas e realizar novo ensaio.

4.4 Resultados de um ensaio de arranque

Na norma que regula este ensaio é referido que a tensão normal aplicada ao provete de ensaio é determinada adicionando a tensão normal aplicada ao equipamento à tensão normal devido à massa de solo por cima do provete.

Como resultados de um ensaio de arranque são apresentados, geralmente, o valor máximo da força de arranque e o deslocamento para o qual ocorre esse máximo.

A norma indica duas equações para calcular a resistência ao arranque (P):

- uma para geotêxteis, barreiras geossintéticas e geotiras de reforço:

$$P = \frac{F_{ar}}{B} \quad 4.1$$

- e uma para geogrelhas, georredes e outras estruturas com aberturas:

$$P = \frac{F_{ar} \times n_p}{n_m} \quad 4.2$$

Onde,

P – é a resistência ao arranque, em kN/m;

F_{ar} – é a força de arranque máxima, em kN;

B – é a largura do provete, em metros;

n_p – é o número de barras na largura do provete;

n_m – é o número de barras existentes num metro de largura do material a ensaiar.

Deve-se registar graficamente a resistência ao arranque em relação ao deslocamento frontal do provete e, caso necessário ou quando se dispõe, em cada secção ao longo do comprimento confinado do provete.

4.5 Programa experimental

4.5.1 Introdução

Com o objectivo de caracterizar os mecanismos de interacção solo-geossintético em estruturas de solo reforçado com geossintéticos desenvolveu-se um programa experimental que consiste na realização de ensaios de arranque. Pretende-se também avaliar o efeito da danificação durante a instalação (DDI) no comportamento das interfaces solo-geossintético.

São apresentados e discutidos os resultados dos ensaios de caracterização mecânica da interface solo-geossintético realizados - ensaios de arranque - para um geotêxtil tecido em polipropileno (GTX) e uma geogrelha tecida em poliéster (GGR), nomeadamente em amostras intactas e danificadas em campo para dois solos e duas energias de compactação.

São apresentados, também, os valores para os coeficientes de redução a aplicar no dimensionamento dos geossintéticos estudados.

4.5.2 Programa de trabalhos

O programa de trabalhos estabelecido consiste em: 1) induzir os efeitos de DDI em provetes dos geossintéticos em campo sob condições reais; 2) caracterizar esses efeitos, relativamente ao comportamento mecânico isolado dos geossintéticos (ensaios de tracção de acordo com a norma EN ISO 10319) e ao comportamento da interface solo-geossintético (ensaios de arranque de acordo com a norma EN 13738 2004).

Neste trabalho apenas se procedeu a parte da tarefa 2 – realização de ensaios de arranque.

Para a DDI de geossintéticos induzida em campo, procedeu-se à construção de aterros experimentais onde se instalaram os geossintéticos em causa, recorrendo a procedimentos construtivos adequados a este tipo de materiais. Para mais detalhes ver Lopes e Pinho Lopes (2001) e Pinho Lopes (2006). Posteriormente os geossintéticos foram exumados. Os geossintéticos foram instalados em contacto com dois solos, um “tout-venant” (Solo 1) e um solo residual do granito (Solo 2), ver Quadro 4.1. Para estudar a influência da energia de compactação na danificação induzida, consideraram-se duas

energias de compactação (EC90 – 90% do Proctor normal e EC98 – 98% do Proctor normal). Assim foram executados quatro aterros temporários.

Quadro 4.1 - Caracterização granulométrica dos materiais de aterro utilizados

Solos	% 0,074mm	D ₁₀ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₅₀ (mm)	D ₆₀ (mm)	D _{max} (mm)	C _u	C _c
Solo 1	5,18	0,22	2,68	11,78	19,15	50,80	87,81	1,71
Solo 2	21,53	0,07	0,17	0,38	0,68	5,00	9,64	0,58

A avaliação do grau de danificação induzido no geossintético foi feita submetendo provetes intactos e danificados em campo ao mesmo ensaio de caracterização. A caracterização do efeito da danificação induzida no comportamento mecânico de geossintéticos foi estudada através de ensaios de tracção. Este trabalho foi realizado por Pinho Lopes (2006). No presente trabalho pretendeu-se avaliar o comportamento mecânico das interfaces solo-geossintético para dois geossintéticos distintos, tendo-se recorrido a ensaios de arranque.

Assim, referem-se os efeitos da DDI de geossintéticos no comportamento mecânico das interfaces solo-geossintético, em particular, o comportamento ao arranque.

4.5.3 Análise de resultados

4.5.3.1 Materiais

Geossintéticos

Os geossintéticos considerados no estudo foram: um geotêxtil tecido em polipropileno (GTX) e uma geogrelha tecida biaxial em poliéster (GGR). As principais propriedades físicas e mecânicas dos dois geossintéticos são apresentadas no Quadro 4.2

Quadro 4.2 - Propriedades dos geossintéticos estudados

Geossintético	Massa por unidade de área (g/m ²)	Resistência à tracção		Extensão (%)
		DF (kN/m)	DPF (kN/m)	
GTX	320	65	65	15
GGR	-	55	55	15

Nota: DF = direcção de fabrico. DPF = direcção perpendicular à de fabrico.

Para que a comparação dos resultados dos ensaios seja possível, os geossintéticos foram seleccionados com valores da resistência nominal semelhantes (55 e 65kN/m).

Solo

Nos ensaios de arranque realizados foi utilizado um solo “tout-venant”, designado por Solo 3, para comparação com os solos utilizados por Pinho Lopes (2006). Apesar de se tratar de um “tout-venant” é um material distinto do utilizado na construção dos aterros provisórios (Solo 1). Embora esta não fosse a situação ideal, por razões técnicas, não foi possível proceder de outra forma.

Na Figura 4.8 é apresentada a curva granulométrica do Solo 3. Para facilitar a comparação, na figura incluem-se os restantes solos utilizados no trabalho. É também apresentado o solo residual de granítico, designado por Solo 4, utilizado por Pinho Lopes (2006), para realização dos ensaios de arranque dos geossintéticos danificados em campo com o Solo 2.

Nos ensaios de arranque procurou-se utilizar um material o mais parecido possível com o Solo 1 e 2, como se pode verificar, apesar de o solos utilizados nestes ensaios não serem o que esteve em contacto com os geossintético durante a execução dos aterros experimentais, as suas curvas granulométricas são muito próximas.

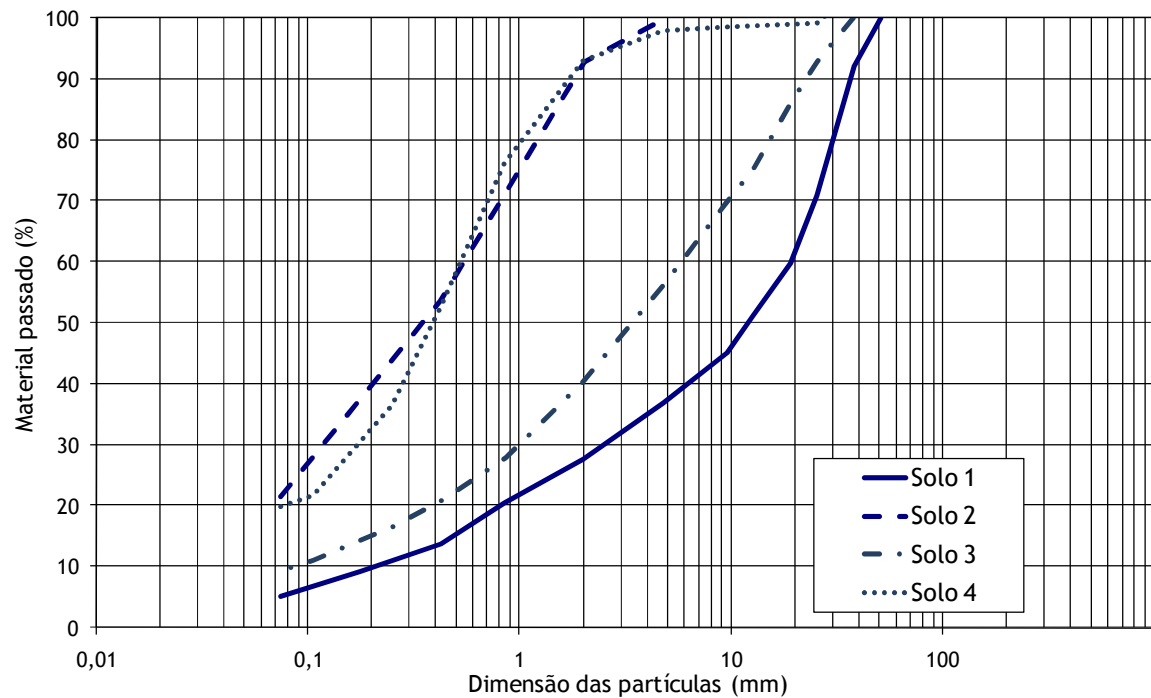


Figura 4.8– Curvas granulométricas dos solos.

No Quadro 4.3 estão indicadas algumas características do Solo 3. Indica-se ainda o peso volúmico do solo correspondente a um índice de compactidade (I_D) de 50%, já que foi o valor para o qual se compactou o solo no interior da caixa de arranque.

Quadro 4.3- Características do Solo 3

Solos	% < 0,074 (mm)	D_{10} (mm)	D_{30} (mm)	D_{50} (mm)	D_{60} (mm)	$D_{máx}$ (mm)	C_u	C_c	$\gamma_{máx}$ (kN/m ³)	$\gamma_{mín}$ (kN/m ³)	γ [$I_D=50\%$] (kN/m ³)
Solo 3	9,52	0,08	1,00	3,50	5,95	37,50	74,38	2,10	14,12	21,19	16,95

4.5.3.2 Ensaios de tracção

Tal como se referiu anteriormente, estes ensaios e a discussão dos resultados daí obtidos foram realizados por Pinho Lopes (2006). Dado que essa informação é relevante para este trabalho, ela também é aqui incluída.

Os ensaios de tracção foram realizados seguindo os procedimentos referidos na NP EN ISO 10319:2005 (Ed. 1), sobre amostras dos dois geossintéticos, tanto intactas como danificadas. Os resultados obtidos são apresentados no Quadro 4.4 e incluem os valores médios da resistência à tracção (R_t) e da extensão (ϵ) registada para o valor máximo da força, bem como os coeficientes de variação (CV) correspondentes.

Quadro 4.4- Resultados de ensaios de tracção após DDI *in situ*.

Geossintético	Grandezas	Intacto	Solo 1		Solo 2	
			E.C.90	E.C.98	E.C.90	E.C.98
GTX	R_t (kN/m)	77,5	43,7	26,4	*	70,4
	CV_{R_t} (%)	1,8	8,6	5,0	*	1,0
	ϵ (%)	13,0	8,9	7,1	*	11,7
	CV_ϵ (%)	4,8	13,1	7,9	*	5,6
GTR	R_t (kN/m)	83,4	52,0	45,9	64,5	62,2
	CV_{R_t} (%)	2,4	8,8	8,7	6,0	6,3
	ϵ (%)	14,9	11,8	11,9	13,8	13,2
	CV_ϵ (%)	5,7	5,1	2,5	4,6	3,1

* Não foi possível obter estes resultados

Como se pode verificar, os valores da resistência à tracção das amostras intactas dos dois geossintéticos considerados são superiores aos valores nominais respectivos (definidos pelos produtores). Além disso, os coeficientes de variação dessa grandeza são baixos, comparativamente com o coeficiente de variação da extensão para a força máxima.

Após DDI, a resistência à tracção e a extensão correspondente dos geossintéticos em estudo sofrem uma redução, relativamente aos valores das amostras intactas correspondentes. Entre os dois solos utilizados na DDI, o que maior grau de danificação provoca é o Solo 1 com EC98: essa redução é de 66% para o GTX, e de 44% para o

GTR, para a resistência à tracção. A redução da extensão na rotura é de 45% para o GTX e de 20% para o GTR, para as mesmas condições.

4.5.3.3 Coeficiente de redução para a DDI

No dimensionamento de estruturas com geossintéticos, para representar os diferentes agentes de degradação destes materiais, recorre-se a coeficientes de redução, muitas vezes também designados por coeficientes de segurança parciais. Assim, podem ser definidos coeficientes de redução para considerar o efeito da DDI, comparando o valor da resistência à tracção do material não danificado com o valor correspondente após DDI:

$$CR_{DDI} = \frac{R_{t,int}}{R_{t,da}} \quad 4.3$$

Em que CR_{DDI} (Quadro 4.5) é o coeficiente de segurança parcial para a DDI, $R_{t,int}$ é a resistência à tracção das amostras intactas e $R_{t,da}$ é a resistência à tracção das amostras danificadas.

Quadro 4.5 - Coeficientes de redução para a resistência à tracção após DDI

Geossintético	CR_{DDI}			
	Solo 1		Solo 2	
	EC90	EC98	EC90	EC98
GTX	1,77	2,94	*	1,1
GGR	1,60	1,82	1,29	1,34

Como se pode verificar, para os geossintéticos estudados, os valores obtidos são relativamente elevados quando os geossintéticos são danificados em campo com o Solo 1 – EC98 (energia de compactação de 98%). Quando danificados com o Solo 2 – EC98 os valores obtidos são relativamente baixos traduzindo os efeitos reduzidos da DDI induzida quando utilizado este solo.

Pinho Lopes (2006) refere que o Solo 1 implica reduções mais importantes na resistência à tracção dos geossintéticos, pelo que o Solo 2 é menos “agressivo”. De facto, o efeito da DDI induzida com o Solo 2 não é tão elevado – correspondendo a valores

mais elevados dos valores da resistência e da extensão na rotura residuais e, para alguns casos, a uma resposta muito semelhante à determinada para o material intacto (GTX após DDI com o Solo 2 e EC98).

Pinho Lopes (2006) salienta que estes resultados podem ser explicados pelas diferenças entre os dois solos usados em contacto com os geossintéticos. De facto, o diâmetro médio das partículas do Solo 1 é cerca de 15mm, enquanto que para o Solo 2 é apenas de 0,35mm, pelo que o Solo 1 se torna mais “agressivo” para os geossintéticos, relativamente ao Solo 2.

4.5.3.4 Ensaios de arranque

Tal como se referiu anteriormente, os ensaios de arranque foram realizados de acordo com os procedimentos descritos na NP EN 13738:2007, tendo-se ensaiado, no mínimo, três provetes para cada tipo de amostra.

Foram realizados ensaios de arranque em amostras intactas e danificadas em campo com o Solo 1, com energias de compactação EC90 e EC98. Os ensaios de arranque foram realizados recorrendo a um índice de compacidade do solo de 50% e a uma tensão normal ao nível de geossintético de 25kPa.

Os ensaios de arranque em amostras intactas e danificadas em campo com o Solo 2, e para as duas energias de compactação, foram realizados por Pinho Lopes (2006). Nesse estudo recorreu-se ao mesmo índice de compacidade do solo (de 50%) mas a tensão normal ao nível do geossintético foi de 50kPa. Para mais informações ver Pinho Lopes (2006).

4.5.3.4.1 Resultados dos ensaios de arranque

Geossintético GTX

Os provetes do geossintético GTX preparados tinham as seguintes dimensões: 0,25m de largura e 0,75m de comprimento confinado.

Para a fixação da extremidade do geossintético exterior à caixa recorreu-se à pega cilíndrica (Figura 4.9). Para proteger o provete na zona de amarração, entre este e a pega utilizou-se um geotêxtil não tecido.



Figura 4.9– Fixação do geossintético.

Ao longo do comprimento confinado do geossintético foram utilizados 5 pontos de medição dos deslocamentos, Figura 4.10.



Figura 4.10- Geossintético GTX na caixa de arranque.

Foram ensaiados 3 provetes do geossintético GTX intacto, cujos resultados se encontram resumidos no Quadro 4.6. Como se pode verificar a rotura de todos os provetes ocorreu por tracção; o valor médio da força de arranque máxima medida do GTX é de 44,54kN/m e o deslocamento frontal correspondente é de 98,60mm. Note-se que o facto de haver rotura por tracção significa que a resistência ao arranque deste material é superior ao valor da força aplicada para o qual a rotura observada ocorreu.

Quadro 4.6- Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GTX intacto

GTX Intacto	Força de Arranque Máxima	Deslocamento						Tensão de Confinamento	Modo de Rotura
		Frontal	D1	D2	D3	D4	D5		
	kN/m	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	kPa	
Provete 1	47.70	102.35	2.34	11.05	15.25	17.04	52.07	25	Tracção
Provete 2	44.54	98.60	3.43	9.36	19.17	30.17	55.17	25	Tracção
Provete 3	42.20	88.95	0.13	5.49	16.33	20.41	12.41	25	Tracção
Média	44.54	98.60	2.34	9.36	16.33	20.41	52.07		
Desvio Padrão	2.76	6.91	1.68	2.85	2.02	6.82	23.84		
Coef. de Variação	6.20	7.01	71.85	30.45	12.40	33.41	45.79		

Na Figura 4.11, ilustram-se algumas fotografias que permitem visualizar a zona de rotura dos provetes.



Figura 4.11- Geossintético GTX após ensaio de arranque.

Como se pode observar, o coeficiente de variação associado à resistência ao arranque é cerca de 6%, para o deslocamento frontal esse valor ronda os 7,6%. No que se refere aos deslocamentos do provete medidos no interior do seu comprimento

confinado, os valores do coeficiente de variação são bastantes diferentes, variando entre 12,4% a 71,85%. Estes valores traduzem a grande dispersão de valores observada.

Na Figura 4.12 são apresentados os resultados dos ensaios de arranque do provete 1 do geossintético GTX. Neste gráfico está representada a evolução da força de arranque mobilizada ao longo do ensaio em função do deslocamento frontal que o geossintético sofre. Adicionalmente, representa-se também a evolução da força de arranque mobilizada em função do deslocamento dos cinco pontos considerados ao longo do comprimento confinado do provete. Note-se que D₁ se situa na extremidade livre do provete.

É ainda de referir que existe uma zona inicial da curva de arranque do provete em que a força de arranque é nula para deslocamento frontal crescente. Esta zona da curva corresponde à existência de um ajuste do provete na pega.

Na Figura 4.13 representa-se a evolução dos deslocamentos medidos no provete 1 (no comprimento confinado no início do ensaio) em função do deslocamento frontal ao longo do ensaio. Como esperado e apesar do provete sofrer rotura por tracção, ao longo do ensaio vão sendo mobilizadas progressivamente secções do provete no interior da caixa.

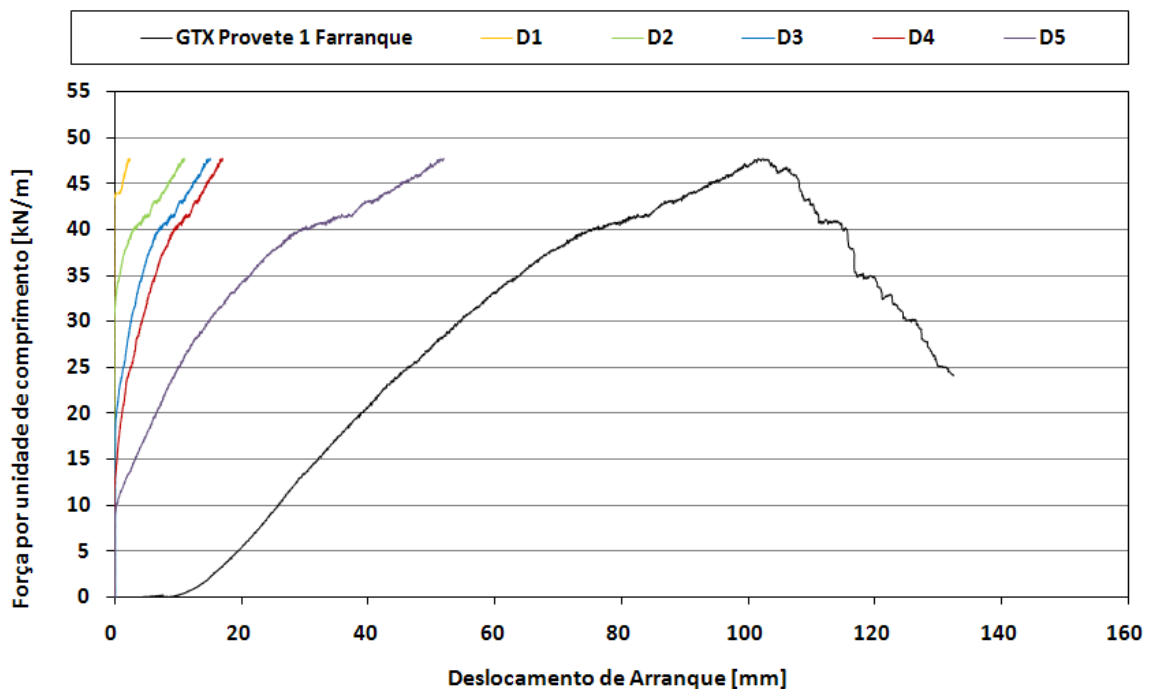


Figura 4.12– Gráfico de arranque do GTX intacto, provete 1.

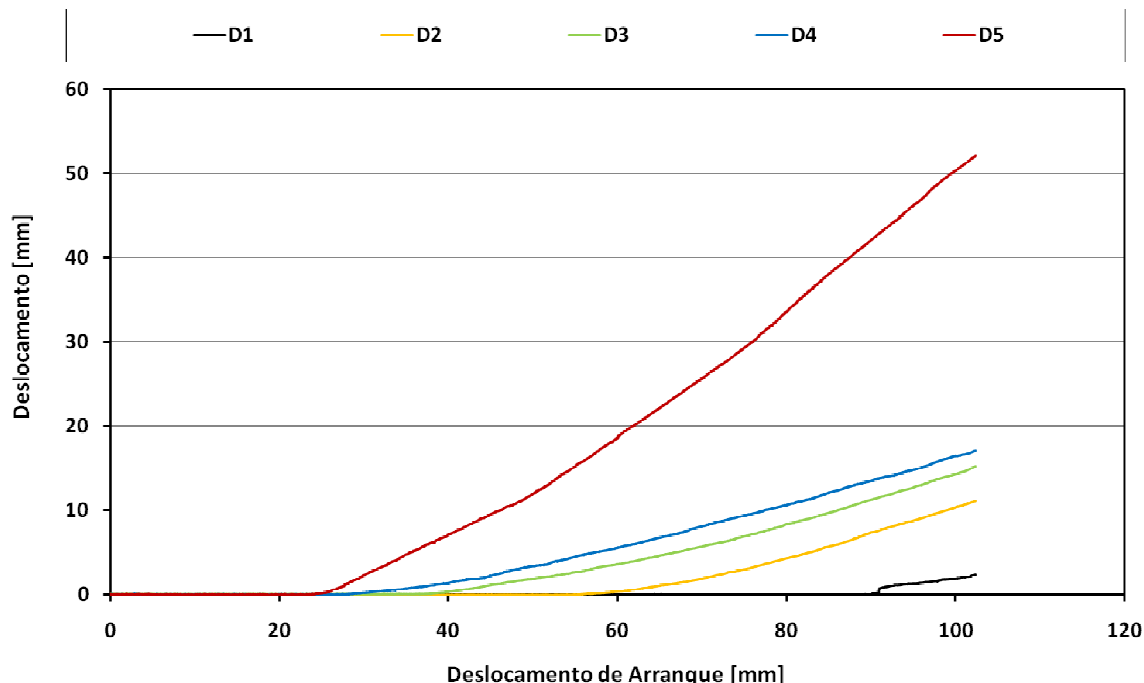


Figura 4.13- Gráfico de deslocamentos do GTX intacto, provete 1.

Como se pode verificar, no interior da caixa de arranque os deslocamentos ao longo do comprimento confinado do provete não são constantes. De facto, os deslocamentos são mais significativos junto à abertura da caixa (onde o provete sofreu rotura), aumentando progressivamente para o interior desta ao longo do ensaio. Este facto corresponde à mobilização sucessiva de secções posteriores do geossintético, ao longo do ensaio de arranque.

De referir que o deslocamento confinado medido junto à abertura da caixa do provete 3 (D_5), é menor que o deslocamento D_4 e D_3 , o que não faz sentido. Esta particularidade deve-se ao facto de o provete iniciar a rotura na zona onde se encontra este ponto. Assim, a partir do momento em que se inicia a rotura as medidas feitas para este ponto deixam de ter significado.

Na Figura 4.14, está representada a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal dos três provetes do GTX intacto.

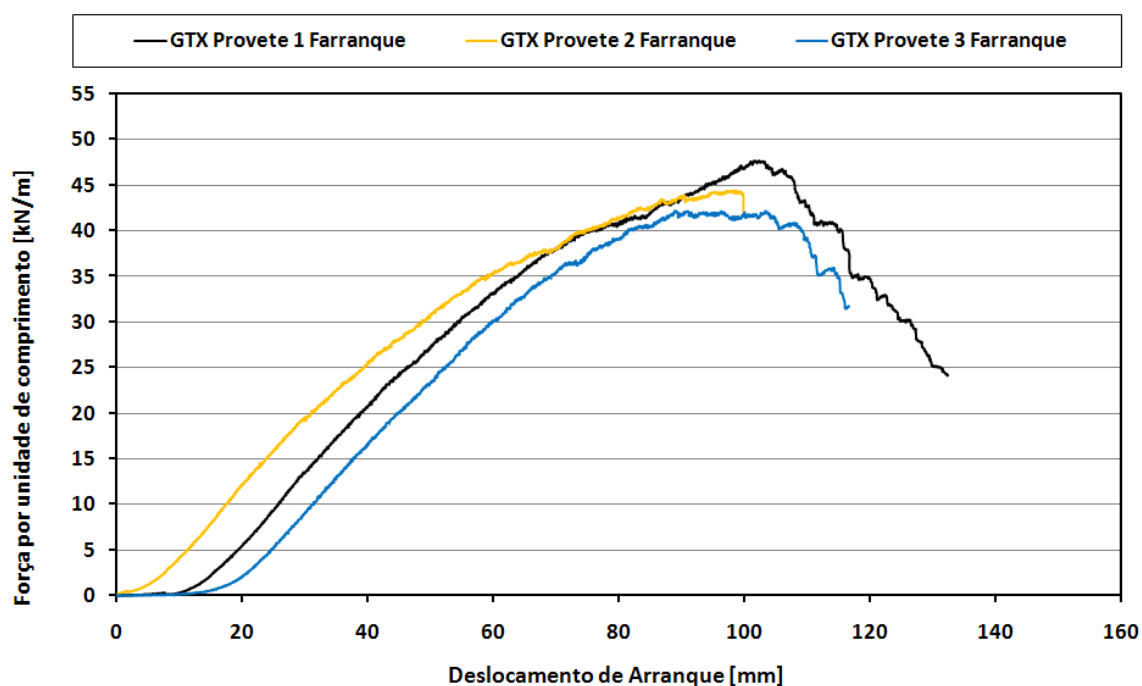


Figura 4.14- Gráfico de arranque do GTX intacto.

Como se pode verificar, há algumas diferenças no comportamento dos três provetes, não sendo possível obter curvas muito próximas. No entanto, o declive do troço linear das curvas é bastante semelhante, bem como a forma destas. Algumas das diferenças observadas são devidas à maior extensão do troço inicial da curva, referente ao ajuste do provete na garra.

Foram ensaiados ao arranque 3 provetes de geossintético GTX obtidos após DDI em campo com o Solo 1 e Energia de Compactação de 90% (GTX DDI_{solo1} EC90), cujos resultados se encontram resumidos no Quadro 4.7. Como se pode verificar, a rotura dos provetes ocorreu também por tracção, com um valor médio para a força máxima de arranque medida de 30,06kN/m e deslocamento frontal correspondente de 79,01mm.

Quadro 4.7- Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GTX DDI_{Solo1} EC90.

GTX DDI _{Solo1} EC90	Força de Arranque Máxima kN/m	Deslocamento						Tensão de Confinamento kPa	Modo de Rotura
		Frontal (mm)	D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)	D5 (mm)		
Provete 1	28.99	79.01	0.08	0.41	4.20	5.47	12.57	25	Tracção
Provete 2	35.76	93.63	0.10	1.55	6.19	10.42	13.45	25	Tracção
Provete 3	30.06	72.34	0.07	0.88	2.56	9.10	11.12	25	Tracção
Média	30.06	79.01	0.08	0.88	4.20	9.10	12.57		
Desvio Padrão	3.64	10.89	0.02	0.57	1.82	2.56	1.18		
Coef. de Variação	12.10	13.78	19.09	65.10	43.28	28.17	9.36		

Na Figura 4.15, está representada a evolução da força de arranque do geossintético com o deslocamento frontal dos três provetes do geossintético GTX obtidos após DDI em campo com o Solo 1 e energia de compactação de 90% (GTX DDI_{Solo1} EC90).

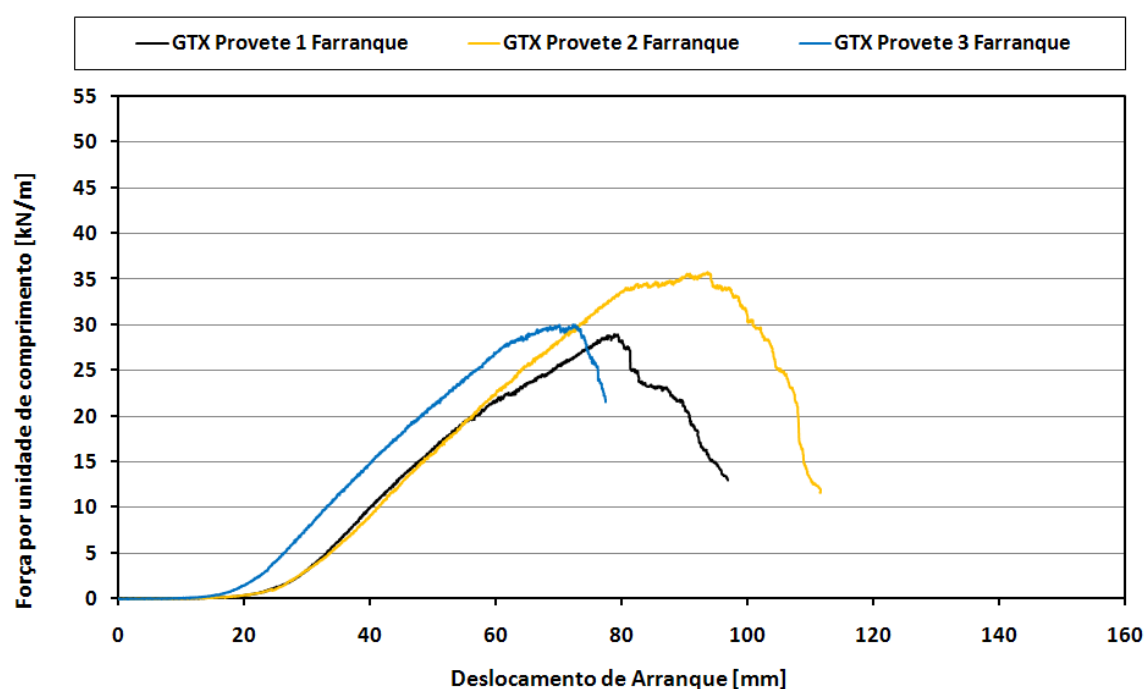


Figura 4.15- Gráfico de arranque do GTX DDI_{Solo1} EC90.

O coeficiente de variação associado à força de arranque máxima medida é cerca de 12%, para o deslocamento frontal esse valor ronda os 14%, cerca de duas vezes superior aos valores obtidos para o material intacto. Estes valores devem-se aos

resultados do provete 2, que apresenta um valor da força de arranque máxima medida e um deslocamento frontal superiores aos dos provetes 1 e 3.

Foram validados os resultados de 3 provetes do geossintético GTX obtidos após DDI em campo com o Solo 1 e energia de compactação de 98%, cujos resultados se encontram resumidos no Quadro 4.8. Como se pode verificar, a rotura dos provetes ocorreu por tracção, com valor médio da força de arranque máxima medida de 17,94kN/m e deslocamento frontal correspondente de 43,32mm.

Quadro 4.8 - Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GTX DDI_{solo1} EC98.

GTX DDI _{solo1} EC98	Força de Arranque Máxima	Deslocamento						Tensão de Confinamento	Modo de Rotura
		Frontal	D1	D2	D3	D4	D5		
	kN/m	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	kPa	
Proвете 1	18.70	46.52	0.06	0.03	0.67	1.54	4.80	25	Tracção
Proвете 2	17.94	43.06	0.06	0.07	0.11	3.46	9.19	25	Tracção
Proвете 3	14.68	43.32	0.08	0.04	0.06	0.11	2.26	25	Tracção
Média	17.94	43.32	0.06	0.04	0.11	1.54	4.80		
Desvio Padrão	2.14	1.93	0.01	0.02	0.34	1.68	3.51		
Coef. de Variação	11.92	4.45	19.25	52.04	307.89	109.15	73.04		

O coeficiente de variação associado à resistência ao arranque é cerca de 12% e ao deslocamento frontal correspondente é de 4,5%. As dificuldades associadas à medição dos deslocamentos no comprimento confinado provam o elevado coeficiente de variação registado.

Na Figura 4.16 está representada a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal dos provetes do geossintético GTX obtidos após DDI em campo com o Solo 1 e energia de compactação de 98% (GTX DDI_{solo1} EC98).

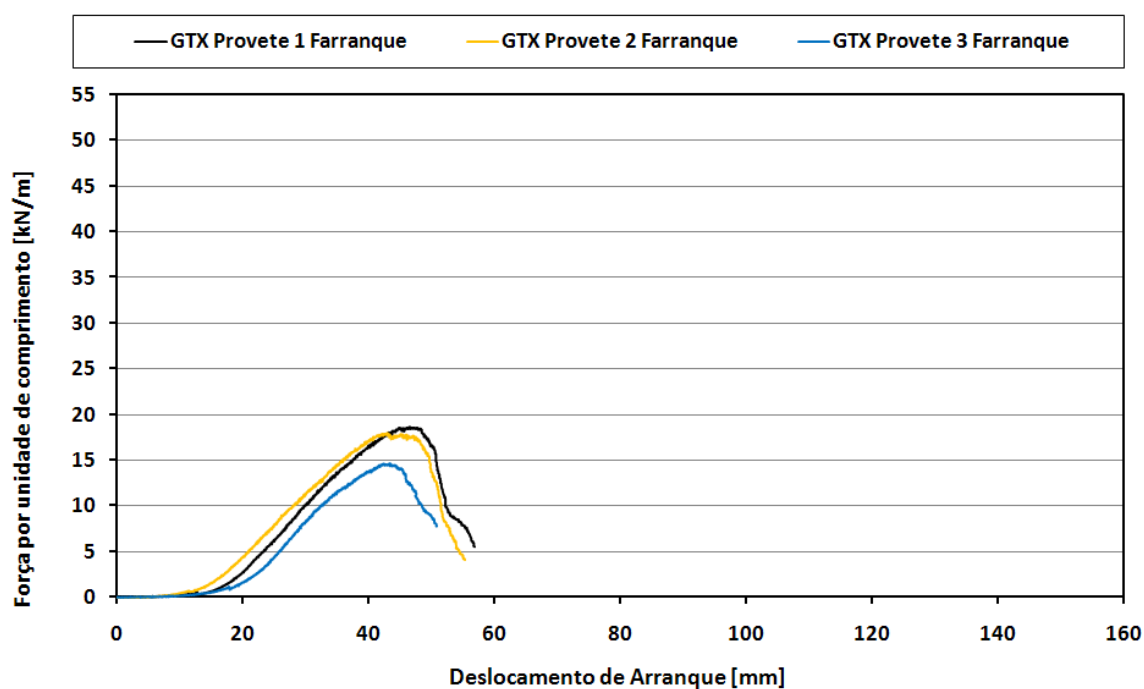


Figura 4.16- Gráfico de arranque do GTX DDI_{solo1} EC98

Considerações gerais

No Quadro 4.9 são apresentados os resultados dos ensaios de arranque em termos de força de arranque máxima medida e do deslocamento frontal do provete para o qual esta ocorre, acompanhados dos coeficientes de variação respectivos. No quadro é ainda incluída informação sobre o tipo de rotura observado para os três provetes do geossintético GTX intacto e do GTX após DDI em campo com o Solo 1 e as duas energias de compactação.

Quadro 4.9- Resumo dos ensaios de arranque das amostras intactas e danificadas

Geossintéticos		Força de arranque máxima	Coeficiente de variação	Deslocamento frontal	Coeficiente de variação	Modo de rotura dos provetes
		(kN/m)	(%)	(mm)	(%)	
GTX	Intacto	44.54	6.20	98.60	7.01	Tracção
	Solo 1–EC90%	30.06	12.10	79.01	13.78	Tracção
	Solo 1-EC98%	17.94	11.92	43.32	4.45	Tracção

Após DDI em campo há algumas alterações no comportamento ao arranque do geossintético GTX. De facto, a força de arranque máxima medida sofre uma redução de 32,5% e 59,7% para o geossintético danificado em campo com energia de compactação de 90% e 98%, respectivamente. A redução do deslocamento frontal na rotura é de 19,9% e 56,1%, para as mesmas condições.

Nestes resultados o efeito da energia de compactação é claro: a uma maior energia de compactação (EC98%) está associada uma maior redução da resistência ao arranque após DDI.

Na Figura 4.17 está representada a resistência à tracção do geossintético GTX quando ensaiado à tracção pela norma NP EN ISO 10319:2005 (Ed.1) e a força para a qual houve rotura por tracção quando este material foi ensaiado ao arranque pela norma NP EN 13738:2007 (Ed.1). Esta comparação é possível porque o modo de rotura no ensaio de arranque em todos os provetes foi de tracção e não de arranque.

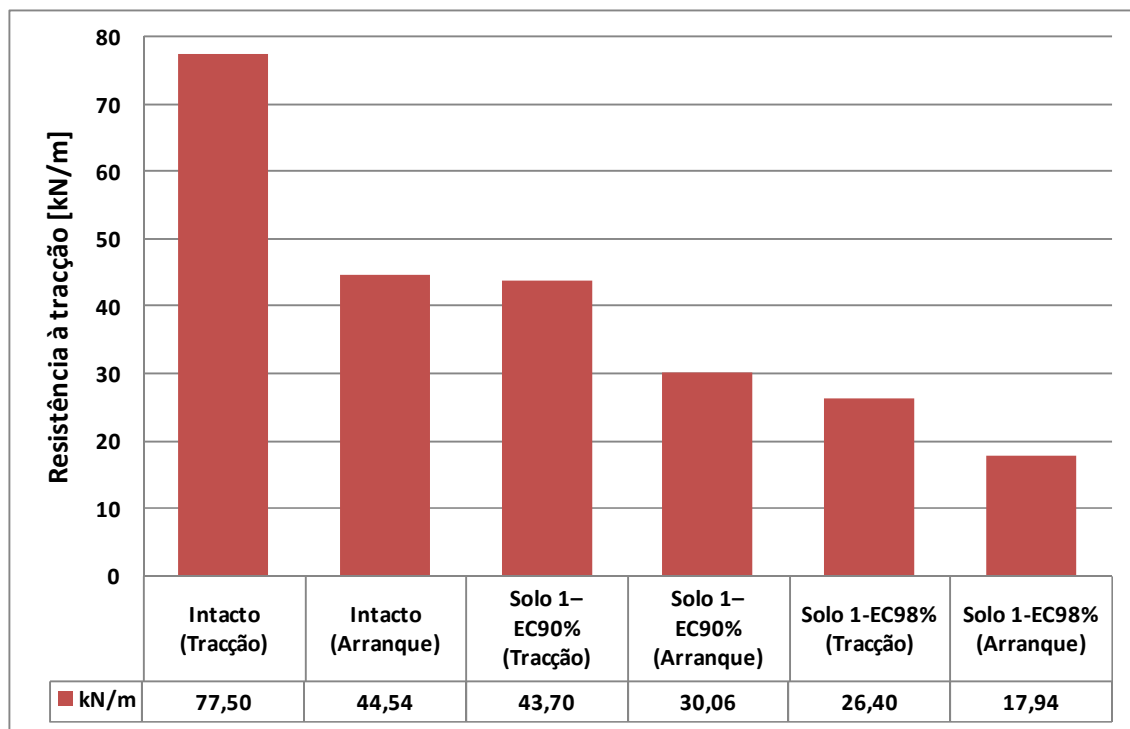


Figura 4.17- Resistência à tracção do geossintético GTX, nos ensaios de tracção e arranque.

Da análise da Figura 4.17 é possível observar que a força para a qual há rotura por tracção do geossintético no ensaio de arranque é bastante inferior ao valor correspondente obtido através do ensaio de tracção. A utilização do ensaio de arranque

implica, para o material intacto, uma redução 42,5% nessa força. No caso do GTX danificado em campo com as duas energias de compactação, a diferença é um pouco inferior, 31,2% e 32 % para energias de compactação de 90% e 98%, respectivamente.

A grande diferença entre os valores pode-se justificar devido às diferentes condições fronteira. Enquanto no ensaio de tracção o GTX está fixo com pegas nas duas extremidades, no ensaio de arranque tem uma extremidade livre e encontra-se confinado pelo solo na outra.

Geossintético GGR

Os provetes do geossintético GGR preparados tinham as seguintes dimensões: 15 barras na largura e 50 barras de comprimento confinado (47,43 barras/m) o que, em média, corresponde a 0,30 m de largura e 1,05 m de comprimento.

Para a fixação da extremidade do geossintético exterior à caixa recorreu-se à garra cilíndrica, também utilizada para o GTX. Para proteger o provete na zona de amarração, entre este e a garra utilizou-se um geotêxtil não tecido.

Ao longo do comprimento confinado do geossintético foram utilizados 5 pontos de medição dos deslocamentos, Figura 4.18.

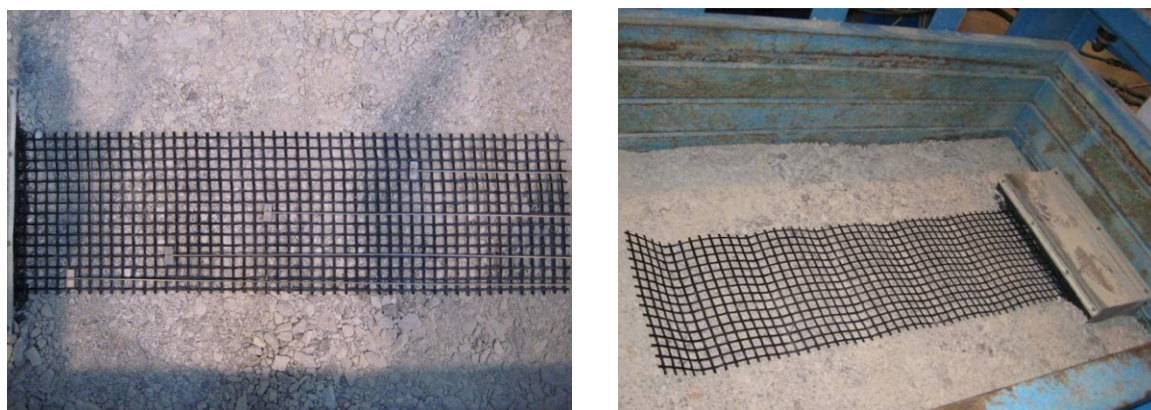


Figura 4.18 - Geossintético GGR na caixa de arranque.

Foram ensaiados ao arranque 3 provetes do geossintético GTR intacto, cujos resultados se encontram resumidos no Quadro 4.10. Como se pode verificar, a rotura dos provetes ocorreu por tracção, com valor médio da força de arranque máxima medida de 50,6kN/m e o deslocamento frontal correspondente de 88,90mm. Uma vez mais, tal como para o GTX, o facto de a rotura ocorrer por tracção e não por arranque apenas significa que a resistência ao arranque deste material é superior ao valor da força aplicada para o qual há rotura.

Quadro 4.10 - Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GGR intacto

GGR Intacto	Força de Arranque Máxima	Deslocamento						Tensão de Confinamento	Modo de Rotura
		Frontal	D1	D2	D3	D4	D5		
	kN/m	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	kPa	
Proвете 1	46.30	83.20	0.12	0.31	1.61	4.18	15.27	25	Tracção
Proвете 2	52.20	88.90	0.15	1.02	4.04	8.17	32.11	25	Tracção
Proвете 3	50.60	93.46	0.09	1.04	4.71	8.90	30.57	25	Tracção
Média	50.60	88.90	0.12	1.02	4.04	8.17	30.57		
Desvio Padrão	3.05	5.14	0.03	0.42	1.63	2.54	9.31		
Coef. de Variação	6.03	5.78	25.00	40.77	40.37	31.10	30.45		

Como se pode ver na Figura 4.19, correspondente ao provete 2, a rotura por tracção encontra-se na zona confinada do provete, junto à extremidade onde está a garra cilindra.

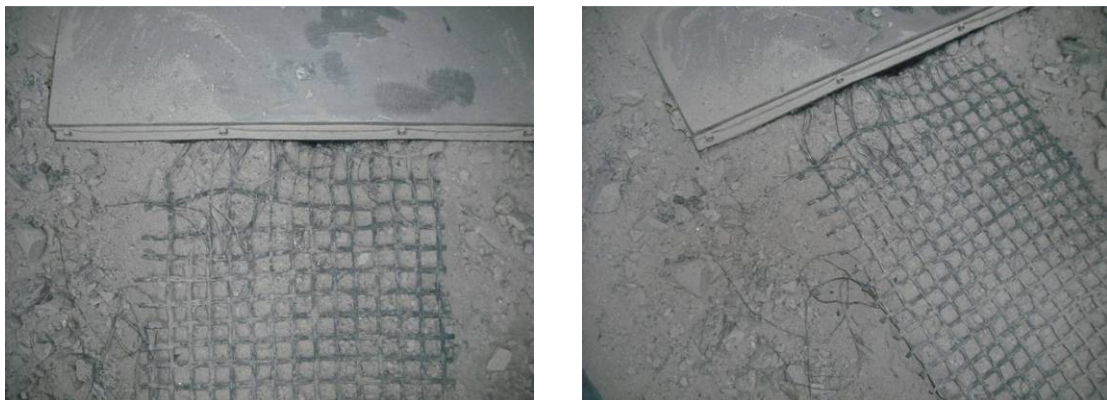


Figura 4.19- Zona onde houve rotura do GGR, intacto.

O coeficiente de variação associado à resistência ao arranque e ao deslocamento frontal correspondente é de 6% e 5,8% respectivamente. Por sua vez, no que se refere aos deslocamentos no interior do comprimento confinado dos provetes a situação é

diferente, o coeficiente de variação varia entre os 25 e 41%. Os deslocamentos variam para os 3 provetes considerados.

Na Figura 4.20 são apresentados os resultados dos ensaios de arranque do provete 1 do geossintético GGR. Neste gráfico está representada a evolução ao longo do ensaio da força de arranque em função do deslocamento frontal deste. Adicionalmente representa-se também a evolução da força de arranque mobilizada em função do deslocamento de 5 pontos ao longo do comprimento confinado do provete.

Na Figura 4.21 representa-se a evolução dos deslocamentos medidos no provete 1 (no comprimento confinado no início do ensaio) em função do deslocamento frontal ao longo do ensaio. Ao longo do ensaio vão sendo mobilizadas progressivamente secções do provete no interior da caixa.

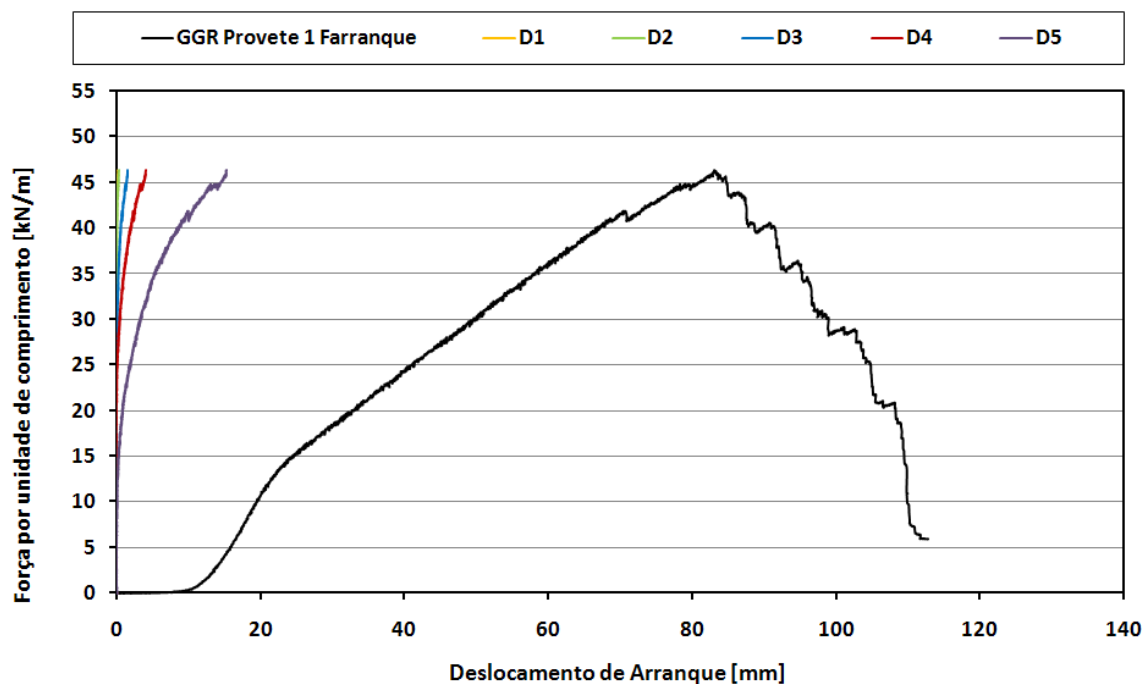


Figura 4.20- Gráfico de arranque do GGR intacto, provete 1.

Importante referir que os deslocamentos mais próximos da extremidade livre são bastante baixos, o que indica que há rotura do provete antes da total mobilização de secção do provete no interior da caixa.

Na Figura 4.22 está representada a evolução da força de arranque e da tensão normal ao nível do geossintético com o deslocamento frontal dos três provetes do geossintético GGR intacto considerados.

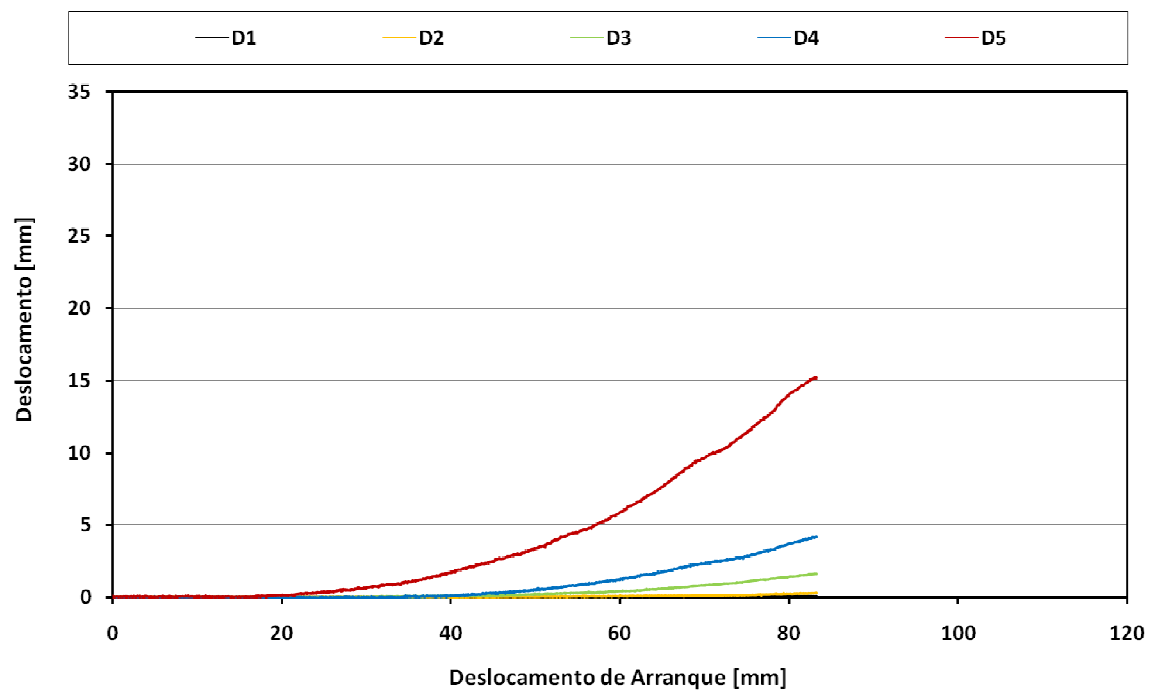


Figura 4.21 - Gráfico de deslocamentos do GGR intacto, provete 1.

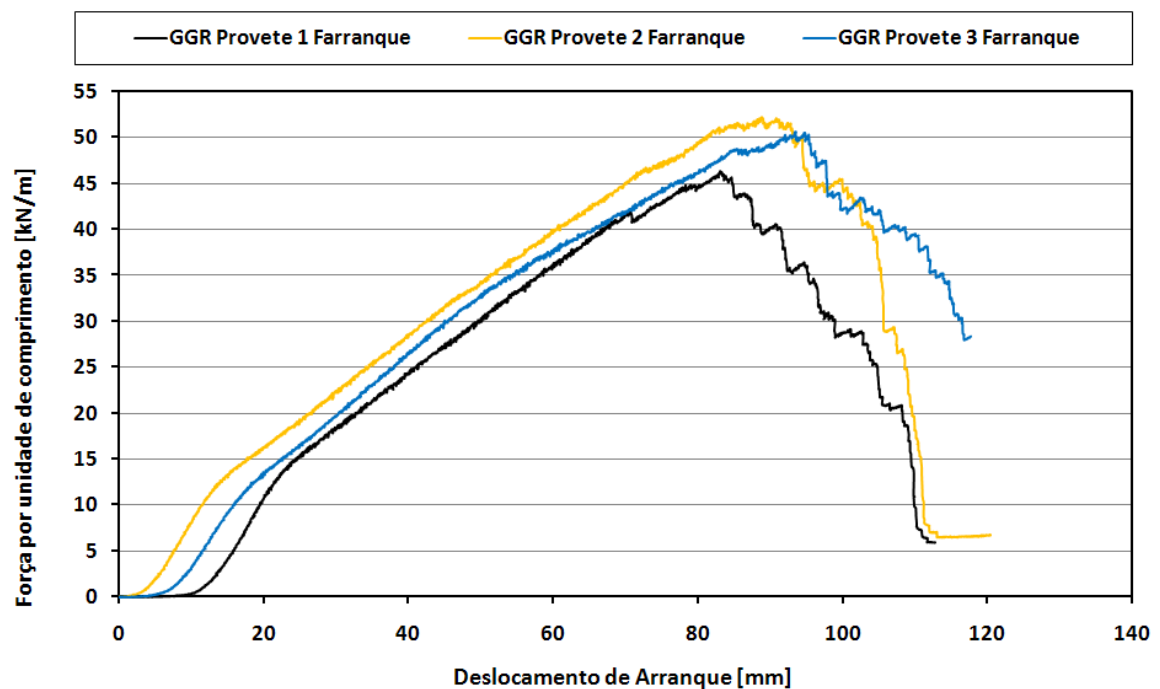


Figura 4.22- Gráfico de arranque do GGR intacto.

Os resultados evidenciam a zona inicial, de menor declive, de ajuste dos provetes na pega. Além disso, em todos eles existe uma diminuição do declive da curva de arranque para valores da força de arranque próximos de 10kN/m a 15kN/m e

deslocamento frontal de cerca de 20mm. A justificação para este facto pode ser o ajuste do provete na pega, uma fixação mais forte.

Por não haver material suficiente disponível, só foram realizados ensaios com dois provetes do geossintético GGR obtidos após DDI em campo com o Solo 1 e energia de compactação de 90% (GGR DDI_{solo1} EC90), cujos resultados se encontram resumidos no Quadro 4.11.

Quadro 4.11- Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GGR DDI_{solo1} EC90.

GGR DDIsolo1 EC90	Força de Arranque Máxima	Deslocamento						Tensão de Confinamento	Modo de Rotura
		Frontal	D1	D2	D3	D4	D5		
	kN/m	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	kPa	
Proвете 1	43.05	92.61	0.16	0.60	2.70	13.38	32.18	25	Tracção
Proвете 2	47.97	82.33	0.06	0.30	2.52	8.20	21.45	25	Tracção
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Média	45.51	87.47	0.11	0.45	2.61	10.79	26.82		
Desvio Padrão	3.48	7.27	0.07	0.21	0.13	3.66	7.59		
Coef. de Variação	7.65	8.31	64.28	47.14	4.88	33.95	28.29		

Como era de esperar, mais uma vez, a rotura dos provetes ocorreu por tracção, com valor médio da força de arranque máxima medida de 45,51kN/m e de deslocamento frontal correspondente de 87,47mm.

O coeficiente de variação associado à resistência à tracção é de 7,7% e ao deslocamento frontal correspondente de 8,3%, o que parece indicar uma relativa proximidade dos resultados.

Os elevados coeficientes de variação dos deslocamentos no comprimento confinado dos provetes podem justificar as dificuldades associadas à medição destes deslocamentos já que, em muitos deles, se verifica o destaque de algumas barras transversais e deslizamentos noutros (Figura 4.23).



Figura 4.23– Barras danificadas.

Na Figura 4.24 está representada a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal dos provetes do geossintético GGR obtidos após DDI em campo com o Solo 1 e energia de compactação de 90% (GGR DDI_{solo1} EC90).

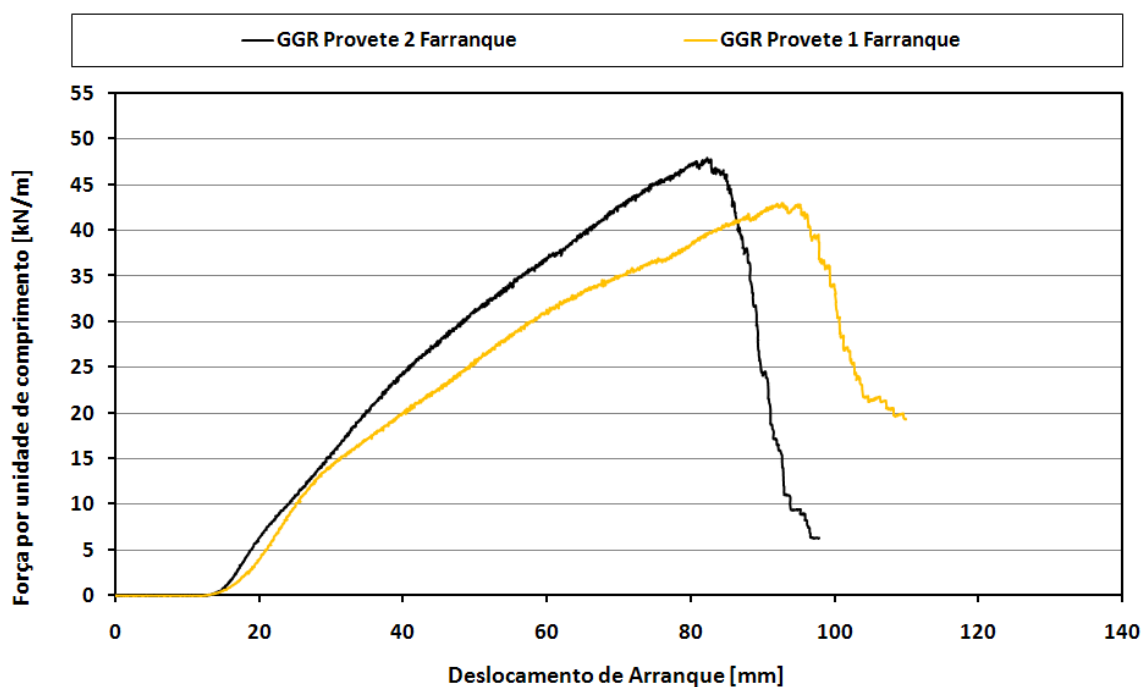


Figura 4.24 - Gráfico de arranque do GGR DDI_{solo1} EC90.

As curvas de arranque dos 2 provetes são bastante próximas até ao fim do primeiro troço linear. Na realidade, as curvas de arranque deste geossintético exibem uma zona inicial quase horizontal (de ajuste do provete na pega), um primeiro troço

linear, idêntico para os dois provetes para forças de arranque até cerca 10kN/m a 15kN/m e deslocamentos frontais entre 25 e 30mm, e um segundo troço linear em que o provete 1 apresenta menor rigidez que o provete 2.

Foram ensaiados ao arranque 3 provetes do geossintético GGR obtido após DDI em campo com o Solo 1 e energia de compactação de 98% (GGR DDI_{solo1} EC98), cujos resultados se encontram resumidos no Quadro 4.12. Como se pode verificar, a rotura dos provetes ocorreu por tracção, com valor médio da força de arranque máxima medida de 17,16kN/m e deslocamento frontal correspondente de 55,03mm.

Quadro 4.12 - Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GGR DDI_{solo1} EC98.

GGR DDI _{solo1} EC98	Força de Arranque Máxima	Deslocamento						Tensão de Confinamento	Modo de Rotura
		Frontal	D1	D2	D3	D4	D5		
	kN/m	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	kPa	
Provete 1	29.27	57.70	0.15	0.06	0.18	1.06	7.09	25	Tracção
Provete 2	17.16	55.03	0.09	0.08	0.07	0.28	6.79	25	Tracção
Provete 3	16.09	49.87	0.09	0.09	0.03	0.53	1.33	25	Tracção
Média	17.16	55.03	0.09	0.08	0.07	0.53	6.79		
Desvio Padrão	7.32	3.98	0.03	0.02	0.08	0.40	3.24		
Coef. de Variação	42.65	7.23	38.49	19.09	110.96	75.15	47.75		

Na Figura 4.25 está representada a evolução da força de arranque com o deslocamento frontal dos provetes do geossintético GTR obtidos após DDI em campo com Solo 1 e energia de compactação de 98% (GGR DDI_{solo1} EC98).

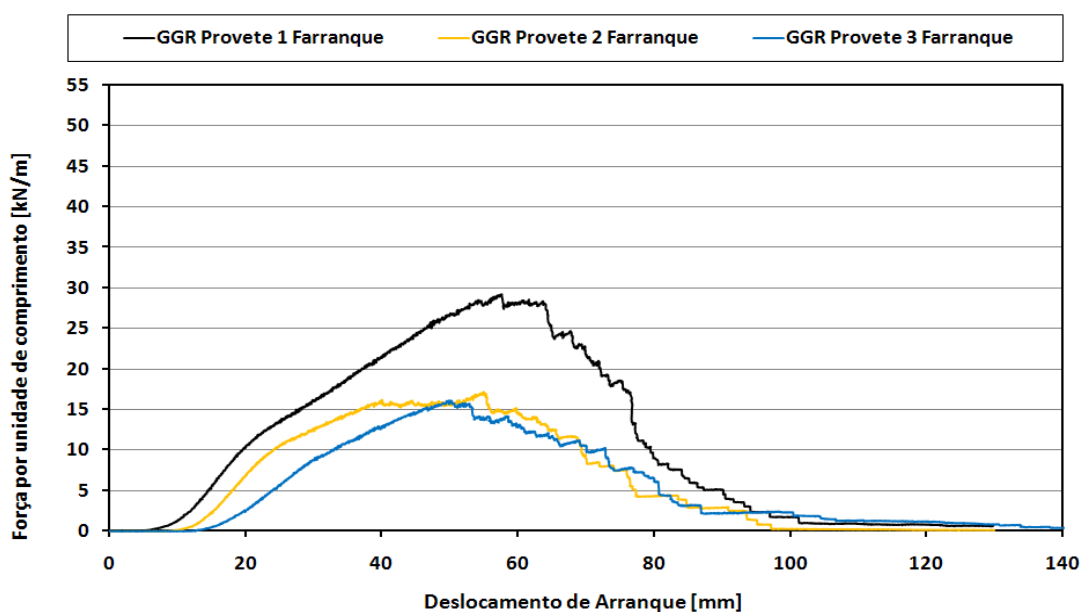


Figura 4.25 - Gráfico de arranque do GGR DDI_{solo1} EC98.

O coeficiente de variação associado à força de arranque máxima medida é de 42,65% e ao deslocamento frontal correspondente é de 7,23%. O elevado valor do coeficiente de variação da resistência à tracção prova a dispersão de valores obtidos para este valor, principalmente devido ao resultado para o provete 1.

Note-se que, tal como para os provetes intactos e danificados com o Solo 1 e energia de compactação de 90% da GGR, para valores da força de arranque de cerca de 10kN/m a 15kN/m e do deslocamento frontal entre 25 e 30mm há uma mudança do declive da curva de arranque. De facto, a partir desse limite todos os provetes são mais deformáveis.

Considerações gerais

No Quadro 4.13 são apresentados os resultados dos ensaios de arranque em termos de força de arranque máxima e do deslocamento frontal do provete para o qual esta ocorre, acompanhados dos coeficientes de variação respectivos de todas as amostras da GGR ensaiadas. No quadro é ainda incluída informação sobre o tipo de rotura observado para os três provetes do geossintético GGR intacto e do GGR após DDI em campo com o Solo 1 e as duas energias de compactação.

Quadro 4.13 - Resumo dos ensaios de arranque das amostras intactas e danificadas de GGR.

Geossintéticos		Força de arranque máxima	Coeficiente de variação	Deslocamento frontal	Coeficiente de variação	Modo de rotura dos provetes
		(kN/m)	(%)	(mm)	(%)	
GGR	Intacto	50.60	6.03	88.90	5.78	Tracção
	Solo 1 – EC90%	45.51	7.65	87.47	8.31	Tracção
	Solo 1 - EC98%	17.16	42.65	55.03	7.23	Tracção

Após DDI em campo há algumas alterações no comportamento ao arranque do geossintético GGR. De facto, a resistência ao arranque sofre uma redução de 10,1% e 66,1% para o geossintético danificado em campo com energia de compactação de 90% e 98%, respectivamente. A redução do deslocamento frontal na rotura é de 1,6% e 38,1%, para as mesmas condições.

Nestes resultados o efeito da energia de compactação é claro: a uma maior energia de compactação (EC98%) está associada uma maior redução da resistência ao arranque após DDI.

Na Figura 4.26 está representada a resistência à tracção do geossintético GGR quando ensaiado à tracção pela norma NP EN ISO 10319:2005 (Ed.1) e a força para a qual houve rotura por tracção quando este material foi ensaiado ao arranque pela norma NP EN 13738:2007 (Ed.1). Esta comparação é possível porque o modo de rotura no ensaio de arranque em todos os provetes foi de tracção e não de arranque.

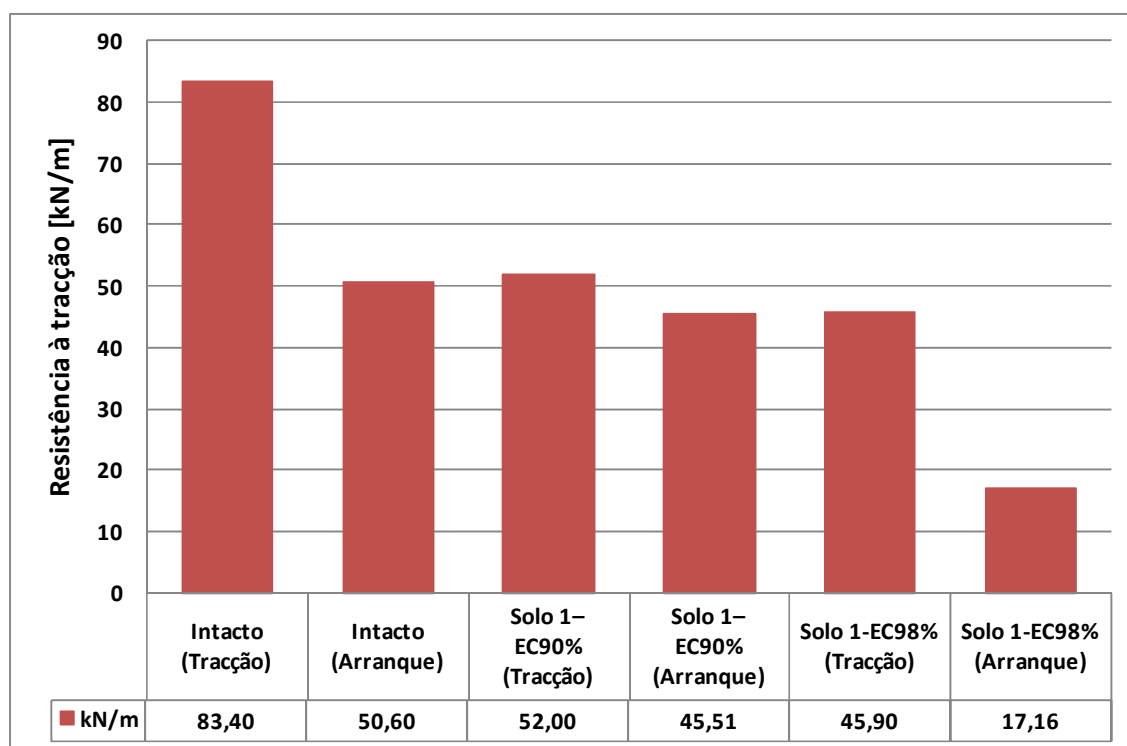


Figura 4.26 - Resistência à tracção do geossintético GGR, nos ensaios de tracção e arranque.

Da análise da figura é possível observar que força para a qual há rotura por tracção no ensaio de arranque é inferior ao valor correspondente obtido através do ensaio de tracção. A utilização do ensaio de arranque implica, para o material intacto, uma redução dessa força de 39,3%. No geossintético GGR danificado em campo com as duas energias de compactação, a redução é de 12,5% e 62,6% para energias de compactação de 90% e 98%, respectivamente.

Mais uma vez, a grande diferença entre os valores pode-se justificar devido às diferentes condições fronteira. Enquanto no ensaio de tracção o GGR está fixo com

pegas nas duas extremidades no ensaio de arranque tem uma extremidade livre e encontra-se confinado.

É curioso que esta diferença não tenha valores semelhantes, em particular que para a GGR após DDI com o Solo 1 e EC90, essa diferença seja mais reduzida. Uma explicação possível pode ser o facto de no ensaio de arranque destas amostras apenas se terem ensaiado dois provetes.

4.5.3.5 Coeficientes de Redução

De forma análoga à seguida para avaliar a resistência de curto prazo dos geossintéticos estudados, foi também determinado o coeficiente de redução para avaliar a resistência ao arranque após DDI

$$CR_{ar,DDI} = \frac{R_{ar,int}}{R_{ar,da}} \quad 4.4$$

Em que $CR_{ar,DDI}$ é o coeficiente de redução para a resistência ao arranque (nestes casos coincide com a força que provoca a rotura por tracção do geossintético) após DDI, $R_{ar,int}$ é a força de arranque máxima das amostras intactas e $R_{ar,da}$ é a força de arranque máxima das amostras danificadas. Note-se que os coeficientes de redução devem ser sempre não inferiores a 1,0.

Os valores determinados são apresentados no Quadro 4.14. Como se pode verificar, para os geossintéticos estudados, os valores obtidos são relativamente elevados, superiores a 2, quando os geossintéticos são danificados em campo com a energia de compactação de 98%. Quando danificados com a energia de compactação de 90% os valores obtidos são mais baixos, sempre inferiores a 1,5. Comparando os dois geossintéticos, verificamos que o geossintético GTX é mais sensível à danificação que o GGR para uma energia de compactação de 90%. Se a energia de compactação for de 98%, passa a ser o geossintético GGR que apresenta um maior efeito da danificação nos ensaios de arranque. Neste caso o geossintético GTX apresenta um coeficiente de 2,48 enquanto o geossintético GTR o valor é próximo de 3.

Quadro 4.14 - Coeficientes de redução após DDI para a resistência ao arranque

Geossintético	CR _{DDI}	
	Solo 1	
	EC90%	EC98%
GTX	1,48	2,48
GGR	1,11	2,95

4.5.4 Comparação de Resultados

4.5.4.1 Relação entre coeficientes de redução e o tipo de ensaios realizados

No Quadro 4.15 são apresentados os geossintéticos ensaiados e os respectivos coeficientes de redução após DDI para cada tipo de ensaio (tracção e arranque), como as respectivas energias de compactação.

Quadro 4.15 - Coeficientes de redução após DDI.

Geossintético	CR _{DDI}			
	Ensaio Tracção		Ensaio Arranque	
	Solo 1		Solo 1	
	EC90	EC98	EC90	EC98
GTX	1,77	2,94	1,48	2,48
GGR	1,60	1,82	1,11	2,95

Como se pode verificar, para os geossintéticos estudados, os valores obtidos são relativamente elevados quando os geossintéticos são danificados em campo com o Solo 1 – EC98.

Comparando os dois geossintéticos, verificamos que, em geral, o GTX é mais sensível à danificação induzida que a GGR, nos dois tipos de ensaios. Para o ensaio de arranque, após DDI em campo com o Solo 1 e energia de compactação de 98%, o valor mais elevado do coeficiente de redução foi obtido para a GGR.

O coeficiente de redução do GTX EC90 do ensaio de tracção é superior cerca de 16,5% em relação ao mesmo coeficiente determinado através do ensaio de arranque. A relação do coeficiente de redução do GTX EC98 do ensaio de tracção é idêntica (15,5%).

No caso do GGR EC90 o coeficiente de redução do ensaio de tracção é superior cerca de 30% em relação ao coeficiente de redução do ensaio de arranque. Porém para o GGR EC98 o coeficiente de redução do ensaio de tracção é inferior cerca de 38% em relação ao coeficiente de redução do ensaio de arranque.

Mais uma vez, e dado que nos ensaios de arranque a rotura ocorre por tracção, a grande diferença entre os valores pode-se justificar devido às diferentes condições fronteira. Enquanto no ensaio de tracção o geossintético está fixo com pegas nas duas extremidades, no ensaio de arranque tem uma extremidade livre e encontra-se confinado.

4.5.4.2 Comparação entre resultados de arranque

Os resultados obtidos através dos ensaios de arranque realizados foram comparados com os resultados obtidos por Pinho Lopes (2006).

Como já se referiu, no presente trabalho foram realizados ensaios de arranque em amostras intactas e danificadas em campo com o Solo 1, com energias de compactação EC90 e EC98. Os ensaios de arranque foram realizados recorrendo a um índice de compacidade do solo de 50% e a uma tensão normal ao nível de geossintético de 25kPa.

Os ensaios de arranque realizados por Pinho Lopes (2006) recorreram a amostras intactas e danificadas em campo com o Solo 2, e para as duas energias de compactação referidas, recorreram ao mesmo índice de compacidade do solo (de 50%). No entanto, a tensão normal ao nível do geossintético foi de 50kPa, tendo sido utilizado um solo residual granítico, designado por Solo 4. No Quadro 4.16 estão indicadas algumas características do solo, como o peso volúmico do solo correspondente a um índice de compacidade (I_D) de 50%.

Quadro 4.16 – Características do Solo 4.

Solo 4	% < 0,074mm	D ₃₀	D ₅₀	D ₆₀	D _{máx}	Y _{máx}	Y _{mín}	Y [ID=50%]
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ³)
	19,87	0,19	0,39	0,55	38,10	17,20	13,59	15,18

No Quadro 4.17 é apresentado um resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GTX realizados neste trabalho e realizados por Pinho Lopes (2006).

O valor apresentado para a média corresponde à média dos provetes que tiveram o mesmo modo de rotura, foram ensaiados três provetes intactos e para cada energia de compactação, com excepção do GGR após DDI com o Solo 1 e energia de compactação de 90% onde só foram ensaiados dois provetes.

Quadro 4.17 – Resumo dos resultados dos ensaios de arranque GTX.

Solo usado no ensaio de arranque	Tipo de amostra	Grandeza	Força de Arranque Máxima	Deslocamento Frontal	Modo de rotura
			(kN/m)	(mm)	
Solo 4	GTX Intacto	Média	47.13	125.28	Arranque
		Coeficiente de variação (%)	6.57	6.97	
	GTX DDI campo Solo 2 EC98	Média	43.02	131.34	Arranque
		Coeficiente de variação (%)	5.02	5.94	
Solo 3	GTX Intacto	Média	44.54	98.6	Tracção
		Coeficiente de variação (%)	6.20	7.01	
	GTX DDI campo Solo 1 EC90	Média	30.06	79.01	Tracção
		Coeficiente de variação (%)	12.10	13.78	
	GTX DDI campo Solo 1 EC98	Média	17.94	43.32	Tracção
		Coeficiente de variação (%)	11.92	4.45	

Nota: Não foi ensaiado o GTX DDI campo Solo 2 EC90.

Os resultados obtidos para o GTX intacto, para os ensaios com o Solo 4 e Solo 3, apresentam um valor para a força de arranque máxima da mesma ordem de grandeza mas sofreram modos de rotura distintos, os provetes ensaiados com o Solo 4 sofreram rotura por arranque e os provetes ensaiados com o Solo 3 rotura por tracção. Estes resultados significam que a resistência ao arranque do GTX intacto confinado no Solo 3 é superior ao valor da força para o qual ocorre a rotura por tracção.

Os provetes do GTX intacto ensaiados com o Solo 4, apesar de sofrerem um modo de rotura por arranque, apresentam uma força de arranque máxima superior aos GTX intactos ensaiados com o Solo 3, cerca de 5,5% superior, que sofreram modo de rotura por tracção.

Apesar das forças máximas de arranque e seus coeficientes de variação serem semelhantes, os deslocamentos detectados diferem bastante, observa-se um maior deslocamento e uma maior força de arranque máxima para o GTX intacto ensaiado com o Solo 4.

Uma das possíveis causas para ocorrer a rotura por tracção é a utilização do Solo 3 na realização dos ensaios de arranque, é um solo mais severo que o Solo 4. De facto, durante o processo de compactação do solo no ensaio de arranque pode haver a indução de danificação dos provetes, que será maior com o Solo 3 do que com o Solo 4.

Além disso, o modo de rotura por tracção, ocorreu para uma tensão de confinamento de 25kPa, e os provetes que romperam por arranque foram ensaiados com uma tensão de confinamento de 50kPa. Dado que o fenómeno de arranque é mais relevante para baixas tensões de confinamento, esta questão não deve interferir muito na comparação de resultados, já que para a menor tensão de confinamento (25kPa) o modo de rotura é por tracção.

Comparando os resultados obtidos para as amostras do GTX submetidas a ensaios de DDI em campo com os Solos 1 e 2 e com EC98, detectou-se uma situação semelhante: nos ensaios com o Solo 4 (DDI Solo 2 EC98) obteve-se um modo de rotura por arranque e nos ensaios com o Solo 3 (DDI Solo 1 EC98) a rotura ocorreu por tracção.

Estes resultados para o GTX após DDI com EC98, Solo 1 e Solo 2, diferem bastante. No entanto, a força de arranque máxima e o deslocamento frontal continuam a ser superiores nos ensaios realizados com o Solo 4, mas os seus coeficientes de

variação são de grandezas diferentes, o que não acontece na comparação do GTX intacto.

O GTX danificado em campo com o Solo 2 para uma energia de compactação de 98% e ensaiado com o Solo 4 apresenta uma força de arranque máxima cerca de 58% superior em relação à força obtida no ensaio da amostra do GTX com o Solo 3. O seu deslocamento frontal é cerca de 56% maior que o obtido no ensaio com o Solo 3.

A danificação em campo com o Solo 1 e a posterior utilização do Solo 3 na realização do ensaio podem ser causas que originaram a rotura por tracção e a grande diferença entre resultados, são solos mais “agressivos” que os Solos 2 e 4. De facto, tal como se referiu anteriormente, o Solo 1 tem partículas com dimensões maiores do que o Solo 2, induzindo efeitos associados aos processos de instalação mais significativos. Este facto reflecte-se, por um lado, na menor resistência à tracção das amostras após DDI com o Solo 1 e, por outro lado, nos efeitos da execução do ensaio de arranque. Estes últimos são muito difíceis de contabilizar.

No Quadro 4.18 é apresentado um resumo dos resultados dos ensaios de arranque da GGR realizados neste trabalho e realizados por Pinho Lopes (2006).

O valor apresentado para a média corresponde à média dos provetes que tiveram o mesmo modo de rotura, foram ensaiados três provetes intactos e para cada energia de compactação. Pinho Lopes (2006) realizou ensaios de cinco provetes intactos e para cada tipo de energia de compactação, a média desses ensaios corresponde à média dos cinco provetes visto que apresentam o mesmo modo de rotura.

Quadro 4.18- Resumo dos resultados dos ensaios de arranque do GGR.

Solo usado no ensaio de arranque	Tipo de amostra	Grandeza	Força de Arranque Máxima	Deslocamento Frontal	Modo de rotura
			(kN/m)	(mm)	
Solo 4	GGR Intacto	Média	31.80	111.07	Arranque
		Coeficiente de variação (%)	5.42	7.92	
	GGR DDI campo Solo 2 EC90	Média	33.32	114.59	Arranque
		Coeficiente de variação (%)	5.87	4.36	
	GGR DDI campo Solo 2 EC98	Média	31.34	116.87	Arranque
		Coeficiente de variação (%)	4.54	5.25	
Solo 3	GGR Intacto	Média	50.60	88.90	Tracção
		Coeficiente de variação (%)	6.03	5.78	
	GGR DDI campo Solo 1- EC90%	Média	45.51	87.47	Tracção
		Coeficiente de variação (%)	7.65	8.31	
	GGR DDI campo Solo 1- EC98%	Média	17.16	55.03	Tracção
		Coeficiente de variação (%)	42.65	7.23	

Os resultados obtidos para os ensaios de arranque do GGR intacto com os Solos 3 e 4 apresentam valores para a força de arranque máxima de grandezas diferentes e modos de rotura distintos. Assim, os provetes ensaiados com o Solo 4 sofreram rotura

por arranque e apresentam uma força de arranque máxima inferior aos GGR intactos ensaiados com o Solo 3, que apresentaram rotura por tracção; porém com o Solo 4 o valor do deslocamento frontal na rotura é mais elevado do que com o Solo 3.

Observa-se que a força de arranque máxima sofre uma redução de 37,15% quando o GGR é ensaiado com o Solo 4, mas o deslocamento frontal sofre um aumento de 25%, em comparação com o ensaio de arranque realizado com o Solo 3. O coeficiente de variação associado à força máxima de arranque é de cerca 6%, para os dois casos; e de cerca de 6% a 8% para o deslocamento frontal.

A menor força de arranque máxima verifica-se para o GGR danificado em campo com o Solo 1 para uma energia de compactação de 98% e ensaiado com o Solo 3. Esta força é de 17,16kN/m e é, aproximadamente, metade da verificada para o GGR danificado em campo com o Solo 2 para uma energia de compactação de 98% e ensaiado com o Solo 4. O mesmo se verifica quando se analisa o deslocamento frontal, este é cerca de 47% do valor medido para o deslocamento frontal do GGR danificado em campo com o Solo 2 para uma energia de compactação de 98% e ensaiado com o Solo 4.

De uma forma geral, o GGR danificado em campo com o Solo 1 e ensaiado com o Solo 3 indicia de maneira mais significativa o efeito da danificação, visto que para uma energia de compactação de 90% existe uma redução de 10% na força máxima de arranque em relação ao GGR intacto; para uma energia de compactação de 98% temos uma redução de 66% em relação ao GGR intacto, acompanhada de um coeficiente de variação elevado (42,65%).

O GGR danificado com o Solo 2 e ensaiado com o Solo 4 e com as duas energias de compactação consideradas apresenta valores muito próximos para forças de arranque máximas e deslocamentos frontais correspondentes. Verifica-se que os deslocamentos frontais aumentam para a energia de compactação aplicada mais elevada. Obteve-se uma força de arranque máxima para o GGR danificado em campo com Solo 2 para uma energia de compactação de 90% superior à força obtida para o GGR intacto, em cerca de 5%.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Nesta dissertação, fez-se uma descrição dos principais tipos de geossintéticos utilizados como reforço e os factores que afectam o seu comportamento, enquanto reforço em estruturas de solo. Caracterizou-se a interacção solo-reforço e foram realizados ensaios de arranque de forma a estudar esses mecanismos de interacção solo-reforço.

Um dos factores importantes que afecta o comportamento dos geossintéticos quando são inseridos em estruturas de solo reforçado é a danificação induzida ao geossintético durante a instalação. Referiu-se o tipo de danificação que pode ocorrer e maneiras de as prevenir. Através dos ensaios de arranque realizados com amostras intactas e amostras danificadas em campo, conclui-se que:

- a danificação durante a instalação induzida aos geossintéticos teve influência no seu comportamento;

- a energia de compactação transmitida ao solo onde o geossintético é instalado tem influência no seu comportamento; de facto, quanto maior for essa energia maiores as consequências para o geossintético. Esta influência está também relacionada com o tipo de solo em causa;

- nos ensaios de arranque realizados, a rotura dos geossintéticos estudados ocorre por tracção e os valores da força de arranque máxima medida dos geossintéticos sujeitos a danificações variam significativamente em relação aos intactos. Essa variação é tanto maior quanto mais importante é a danificação induzida.

Da comparação de resultados conclui-se que o comportamento dos geossintéticos usados como reforço depende do tipo do solo em que este é instalado e, consequentemente, das danificações que lhe são induzidas. O mesmo geossintético teve dois comportamentos distintos quando ensaiado em solos diferentes. Por isto, é necessário lidar estes materiais de forma adequada, devendo haver cada vez mais informações que cheguem aos empreiteiros e aos construtores.

De forma a desenvolver o trabalho efectuado, como prosseguimento dos estudos indica-se:

- alargar este estudo a mais geossintéticos e verificar se a tendência observada nos resultados se mantém;
- desenvolver um equipamento ou um sistema que permita realizar ensaios de arranque com diferentes níveis em teor de água, estudar e comparar resultados;
- realizar novas campanhas de ensaios de arranque, para avaliar a influência da danificação durante a instalação;
- novas campanhas de ensaios dos mesmos geossintéticos mas com solos diferentes, analisar e comparar resultados.

BIBLIOGRAFIA

A

ALLEN, T.M. e BATHURST, R.J., (1994). "Characterization of geosynthetic load-strain behaviour after installation damage", *Geosynthetics International*, Vol. 1, No 2, pp. 191-199.

B

BRÄU, G. (1998). "Experience with damage during installations in Germany – Field and laboratory testing". Seminar volume on Installation Damage in Geosynthetics, November 1998, ERA Technology, Leatherhead, U.K., pp. 2.1.1 a 2.1.15.

BROWN, R.P. e GREENWOOD, J.H. (2002). "Practical guide to the assessment of the useful life of plastics", Rapra Technology Limited, Shawbury, Shrewsbury, Shropshire, SY4 4NR, UK, p. 180.

C

CARDOSO, A.S. (1987) "A técnica das pregagens em solos aplicada em escavações – métodos para análise e dimensionamento". Dissertação para Doutoramento em Engenharia Civil na F.E.U.P., Porto.

CHRISTOPHER, B.R. e ELIAS, V. (1998). "Evaluation of installation damage in geosynthetics: a US perspective", Seminar volume on Installation Damage in Geosynthetics, November 1998, ERA Technology, Leatherhead, U.K., pp. 1.2.1-1.2.12.

CHRISTOPHER, B.R. e HOLTZ, R.D. (1984). "Geotextile Engineering manual", National Highway Institute, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C., FHWA-DTFH 61-80-C-0094.

CRAWFORD, R.J. (1998). "Plastics Engineering", Butterworth-Heinemann, Oxford, 3ª edição, p. 505.

E

ELIAS, V. (2000). "Corrosion/degradation of soil reinforcements for mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes", National Highway Institute, Federal Highway Administration, Washington, D.C., USA, report FHWA-NHI-00-044, p.94.

F

FLOSS, R. (2004). "Design fundamentals for geosynthetic soil technique", Proceedings of the 3rd European Conference on Geosynthetics, Eurogeo3, Munique, Alemanha, Vol. 1, pp. 3-15.

G

GOURC, J.P. (1996). "Retaining structures with geosynthetics: A mature technique, but with some questions pending...", Geosynthetics: Applications, Design and Construction, Edition of De Groot, Den Hoedt e Termaat, Balkema, Rotterdam, pp. 27-46.

GOURC, J.P., LALARAKOTOSON, S., MÜLLER-ROCHHOLTZ, H. e BRONSTEIN, Z. (1996). "Friction measurement by direct shear or tilting process – development of a European Standard", Geosynthetics: Applications, Design and Construction, First European Geosynthetics Conference, Eurogeo 1, Maastricht, pp. 1039 – 1046.

H

HOLTZ, R.D. (2001). "Geosynthetics for soil reinforcement", The Ninth Spencer J. Buchanan Lecture, College Station Hilton, 810 University Drive, College Station, TX 77840, Estados Unidos da América, p. 14.

J

JEWELL, R.A. (1990). "Reinforced bond capacity", Geotechnique, Vol. 40, Nº 3, pp. 513-518.

JEWELL, R.A. (1996). "Soil Reinforcement with geotextiles". Special Publication 123 CIRIA, 332p.

JEWELL, R.A., MILLIGAN, G.W.E., SARSBY, R.W. e DUBOIS, D. (1984). "Interaction between soil and geogrids", Proceedings of the Conference on Polymer Grid Reinforcement, Thomas Telford ed.s, pp. 18-30.

K

KAKUDA, F.M., 2005, "Estudo de Ensaios de arranque de Geogrelha com utilização de um Equipamento reduzido", Dissertação para obtenção de grau de Mestre em Geotecnia.

KHAY, M. (1998). "Geotextile damage at installation: French experience and laboratory test results with the experimental European standard", Seminar volume on Installation Damage in Geosynthetics, November 1998, ERA Technology, Leatherhead, U.K., pp. 2.2.1-2.2.15.

KOERNER, R.M. (1998). "Designing with geosynthetics", Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey, 4th edition, p. 761.

L

LADEIRA, M.A.S.A. (1995). "Estudo dos fenómenos de interacção solo-geossintético através de ensaios de arranque", Dissertação de Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil na F.E.U.P., Porto.

LOPES, M.L. (1992). "Muros reforçados com geossintéticos". Dissertação para Doutoramento em Engenharia Civil na F.E.U.P., Porto.

LOPES, M.L. (2002). "Soil-geosynthetics interaction", Chapter on "Fundamental of geosynthetics", Edited by S.K. Shukla, Thomas Telford, p. 430.

MCGOWN, A. (2000). "The behaviour of geosynthetic reinforced soil systems in various geotechnical applications", Proceedings of the 2nd European Conference on Geosynthetics, Bologna, Itália, Vol. 1, pp. 3-23.

M

MCGOWN, A., ANDRAWES, K.Z. e AL-HASANI, M.M. (1978). "Effect of inclusion properties on the behaviour of sand", Geotechnique, Vol. 28, Nº 3, pp. 327-346.

P

PALMEIRA, E.M. e MILLIGAN, G.W.E. (1989). "Scale and other factors affecting the results of pull-out tests of grids buried in sand", Geotechnique, Vol. 39, Nº 3, pp.511-524.

PAULA, A.M.V. (2003). "Danificação durante a instalação – avaliação laboratorial da influência no comportamento dos geossintéticos", Dissertação de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, F.E.U.P., Porto.

PENMA E AUSTIN, 1998: PENMAN, J. e AUSTIN, R. A (1998). "A comparison of design approaches for geosynthetic reinforced structures in Europe". Proc. of the 6th Int. Conf. on Geosynthetics, pp. 501-506.

PINHO LOPES, M.J.F. (1998). "Estudo da influência da granulometria do solo e da estrutura do reforço nos mecanismos de interacção solo geossintético". Dissertação de Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil na F.E.U.P., Porto.

PINHO LOPES, M.J.F., 2006, "Estudo de Coeficientes de Segurança a Aplicar a Estruturas de Controlo de Erosão e de Estabilização de Maciços com Geossintéticos", dissertação para Doutoramento em Engenharia Civil.

R

ROGBECK, Y., ALÉN, C., FRANZÉN, G., KJELD, A., ODÉN, K., RATHMAYER, H., WANT, A. e OISETH, E. (2002). "Nordic Handbook – Reinforced soils and fills", Nordic Geosynthetic Group (NGG), p. 203 (versão draft de 20/12/2002).

S

SAWICKI, A. (2000). "Mechanics of reinforced soil", A.A. Balkema Publishers, Rotterdam, p. 195.

SCHLOSSER, F. e DELAGE, P. (1987). "Reinforced soil retaining structures and polymeric materials", Proceedings of the NATO Advanced Research Workshop on Application of Polymeric Reinforcement in Soil Retaining Structures, Kingston, pp. 409-459.

SHUKLA, S.K. (2002). "Geosynthetics and their applications", Chapter on "Fundamental of geosynthetics", Edited by S.K. Shukla, Thomas Telford, p. 430.

SIEIRA, A.C.C.F. (2003). "Estudo Experimental dos Mecanismos de Interação Solo-Geogrelha", Tese de Doutorado em Ciências de Engenharia Civil: Geotecnia.

SILVANO, R.P.S.X., (2004). "Solo-reforçado com geossintéticos. Estudos dos parâmetros caracterizadores do comportamento", Dissertação de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, F.C.T.U.C., Coimbra.

V

VIEIRA, C.F.S. (2008). "Muros e taludes de solo reforçado com geossintéticos comportamento sísmico e metodologias de dimensionamento", dissertação para Doutorado em Engenharia Civil.

W

WATN, A. e CHEW, S.-H. (2002). "Geosynthetic damage - from laboratory to field", Keynote Lecture, Proceedings of the 7th International Conference on Geosynthetics, Nice, France, Vol. 4, pp. 1203-1226.

INTERNET

FERREIRA DOS SANTOS (2007) – <http://pt.shvoong.com/authors/marcelo-ferreira-dos-santos> (Novembro 2008)

IGS - Sociedade Internacional de Geossintéticos,
<http://www.geosyntheticssociety.org/indexigs.html> , Novembro 2008.

MPZ: (www.mpz.com.br) (Novembro 2008)

MACCAFERRI, 2008
http://www.maccaferri.com.br/informativo/por/2005/boletim_informativo_nov_2005.htm

NAGS North American Geosynthetics Society, 2008-03-03. <http://www.nags-igs.org/NAGS/geosynthetics.htm>

NORTENE www.nortene.com.br (Novembro 2008)

UBIRATAN LEAL (2003) - <http://www.revistatechne.com.br/engenharia-civil/89/artigo32781-2.asp>, Dezembro 2007.